ANEJO 1:
AFECCIONES Y ENTORNO A LA ZONA DE ESTUDIO

Índice

1. PLANOS 4
2. CARRETERA DE ESTUDIO CV-345 6
3. CANTERAS ENTORNO A LA OBRA 9
4. NORMA SISMORESISTENTE 11

1. PLANOS

Se adjuntan los planos referentes a la zona de actuación, así como la implantación de la posible obra en caso de que sea necesario actuar en los taludes objeto de estudio. En esta se indica el vallado de obra, siempre dejando un carril libre para el buen funcionamiento de la carretera, las casetas de los operarios, los recorridos de obra…

IMPLANTACIÓN

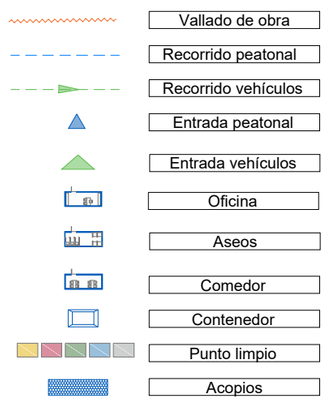
CARTEL DE OBRA Y SEÑALIZACIONES

EN ESTA OBRA ES OBLIGATORIA SEGUIR TODAS LAS NORMAS DE PREVENCION DE RIESGOS LABORABLES LEY PRL 31/95

NO SE PERMITE EL PASO A ESTA OBRA SIN IR ACOMPAÑADO DE PERSONA AUTORIZADA

UBICACIÓN

LEYENDA



NORMAS Y MEDIDAS PREVENTIVAS DE CIRCULACIÓN

Al realizar entradas o salidas del solar lo hará con precaución, auxiliado por señales de un miembro de la obra.

Respetará todas las normas del código de circulación.

Respetará en todo momento la señalización de la obra.

Las maniobras dentro del recinto de obra se harán sin brusquedades, anunciando con antelación los mismos y auxiliándose del personal de obra.

La velocidad de circulación estará en consonancia con la carga transportada, la visibilidad y las condiciones del terreno.

No permanecerá nadie en las proximidades del camión en el momento de realizar este las maniobras.

Estará prohibido el acceso a toda persona ajena a la obra. Se instalaran vallados de mallazo o similar en zonas donde puede puedan tener acceso o circular personas ajenas a la obra. En el caso de que se realice alguna visita de personas ajenas a la obra, esta solo se realizará bajo el conocimiento y la supervisión de la dirección facultativa de la obra y siempre será obligatorio el uso del casco y calzado de seguridad.

Organismo	Autor	Fecha	Plano	Proyecto
UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA	SARA CANET SÁNCHEZ	SEPTIEMBRE 2019	IMPLANTACIÓN	ESTUDIO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO Y DE ESTABILIDAD DE LOS TALUDES DEL TRAMO PK-22+500 A PK-23+500 DE LA CV-345 (VALENCIA)

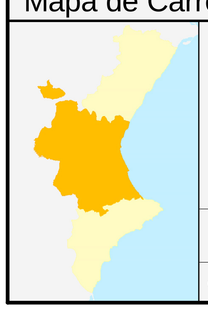
2. CARRETERA DE ESTUDIO CV-345

Los datos que se han recogido de la carretera de estudio han sido proporcionados por el Institut cartogràfic de la Comunidad Valenciana. Los planos que se presentan a continuación son la red de carreteras de la comunidad valenciana y la red de aforos medida en 2013.

GENERALITAT VALENCIANA
CONSELLERIA D'HABITATGE, OBRES PÚBLIQUES I VERTEBRACIÓ DEL TERRITORI

Cegesev
Centre de gestió i seguretat viària

Mapa de Carreteres de la Comunitat Valenciana



Llegenda i Simbologia

- XCE Autopista/Autovia
- Autopista/Autovia GV
- X Carreteres Estat
- X Bàsica
- X Local GV
- X Local Diputacions
- Camins de domini públic / Vials Municipals
- Vies i camins de servei
- Vials en construcció
- Vials auxiliars

3 0 3 6 9 12 km

E 1:200.000

06.05.2019

Servei de Gestió i Suport Tècnic.
Subdirecció General de Mobilitat.
Direcció General d'Obres Públiques, Transport i Mobilitat.

Mapa de Tráfico del Área de Carreteras de la Diputación de Valencia

IMD 2013 (veh/día)

- IMD > 10.000
- 5.000 < IMD < 10.000
- 2.000 < IMD < 5.000
- 1.000 < IMD < 2.000
- 500 < IMD < 1.000
- IMD < 500

Tipo de estación

- Primaria
- Secundaria
- Cobertura

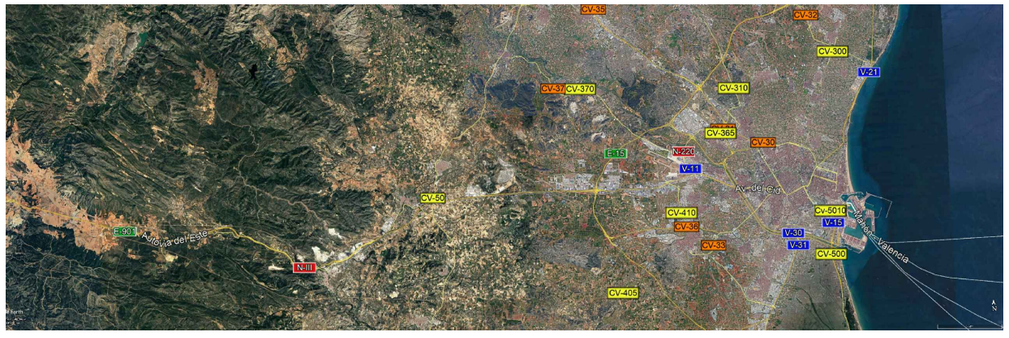
Código estación
IMD % pesados

1:230.000
0 2.500 5.000 10.000 m

DIPUTACIÓ DE VALÈNCIA
Àrea de Carreteres

3. CANTERAS ENTORNO A LA OBRA

Cercanas a la zona de actuación se encuentran tres canteras a las cuales afecta directamente la intervención en la CV-345.



EMPRESA	DIRECCIÓN	TELEFONO
SIKAMAR	HIGUERUELAS (VALENCIA)	96 272 61 44
CAOLINIFERAS CERRILLO S.L.	VILLAR DEL ARZOBISPO (VALENCIA)	96 163 60 46
CAOLINES LAPIEDRA S.L.	LIRIA (VALENCIA)	962 78 08 39

Organismo	Autor	Fecha	Plano	Proyecto
UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA	SARA CANET SÁNCHEZ	SEPTIEMBRE 2019	CANTERAS	ESTUDIO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO Y DE ESTABILIDAD DE LOS TALUDES DEL TRAMO PK-22+500 A PK-23+500 DE LA CV-345 (VALENCIA)

4. NORMA SISMORESISTENTE

La norma que se ha usado para el cálculo del sismo en este estudio se adjunta a continuación

serie normativas

Norma de Construcción Sismorresistente: Parte general y edificación (NCSE-02)

Con comentarios de la Subcomisión Permanente de Normas Sismorresistentes

GOBIERNO DE ESPAÑA
MINISTERIO DE FOMENTO

serie normativas

Norma de Construcción Sismorresistente: Parte general y edificación (NCSE-02)

Con comentarios de la Subcomisión Permanente de Normas Sismorresistentes

NCSE-02

GOBIERNO DE ESPAÑA
MINISTERIO DE FOMENTO
SECRETARÍA GENERAL DE RELACIONES INSTITUCIONALES Y COORDINACIÓN
DIRECCIÓN GENERAL DEL INSTITUTO GEOGRÁFICO NACIONAL

2009

Catálogo general de publicaciones oficiales:
http://www.060.es

Tienda virtual de publicaciones del Ministerio de Fomento:
www.fomento.es

Edita: Centro de Publicaciones
Secretaría General Técnica
Ministerio de Fomento ©

NIPO: En tramitación

REAL DECRETO 997/2002, de 27 de septiembre, por el que se aprueba la Norma de Construcción Sismorresistente: Parte general y edificación (NCSE-02)

La Comisión Permanente de Normas Sismorresistentes, órgano colegiado de carácter interministerial, creada por Decreto 3209/1974, de 30 de agosto, adscrita al Ministerio de Fomento y radicada en la Dirección General del Instituto Geográfico Nacional, de acuerdo a lo establecido en el Real Decreto 1475/2000, de 4 de agosto, por el que se desarrolla la estructura orgánica básica del Ministerio de Fomento, ha elaborado una propuesta de nueva Norma que sustituya a la «Norma de Construcción Sismorresistente: Parte general y edificación (NCSE-94)», aprobada por Real Decreto 2543/1994, de 29 de diciembre.

En la nueva Norma, adecuada al estado actual del conocimiento sobre sismología e ingeniería sísmica, se establecen las condiciones técnicas que han de cumplir las estructuras de edificación, a fin de que su comportamiento, ante fenómenos sísmicos, evite consecuencias graves para la salud y seguridad de las personas, evite pérdidas económicas y propicie la conservación de servicios básicos para la sociedad en casos de terremotos de intensidad elevada.

En su virtud, a iniciativa de la Comisión Permanente de Normas Sismorresistentes, cumplidos los trámites establecidos en la Ley 50/1997, de 27 de noviembre, del Gobierno, y en el Real Decreto 1337/1999, de 31 de julio, por el que se regula la remisión de información en materia de normas y reglamentaciones técnicas y reglamentos relativos a los servicios de la sociedad de la información, y en la Directiva 98/34/CE, de 22 de junio, modificada por la Directiva 98/48/CE, de 20 de agosto, ambas del Parlamento Europeo y del Consejo, a propuesta del Ministro de Fomento y previa deliberación del Consejo de Ministros en su reunión del día 27 de septiembre de 2002.

DISPONGO:

Artículo 1. Aprobación de la «Norma de Construcción Sismorresistente: Parte general y edificación (NCSE-02)».

Se aprueba la Norma de Construcción Sismorresistente: Parte general y edificación (NCSE-02), que figura como anexo a este Real Decreto.

Artículo 2. Ámbito de aplicación.

El ámbito de aplicación de la norma se extiende a todos los proyectos y obras de construcción relativos a edificación, y, en lo que corresponda, a los demás tipos de construcciones, en tanto no se aprueben para los mismos normas o disposiciones específicas con prescripciones de contenido sismorresistente.

Artículo 3. Aplicación a proyectos y obras.

Los proyectos iniciados con anterioridad a la entrada en vigor de este Real Decreto, así como las obras que se realicen en desarrollo de los mismos, y las que estuviesen en ejecución, se regirán por la Norma hasta ahora vigente.

Disposición transitoria única. Plazo de adaptación normativa.

Los proyectos y construcciones de nuevas edificaciones y otras obras podrán ajustarse, durante un periodo de dos años a partir de la entrada en vigor de este Real Decreto, al contenido de la Norma hasta ahora vigente o a la que se aprueba por este Real Decreto, salvo que la Administración Pública competente para la aprobación de los mismos acuerde la obligatoriedad de esta última.

Disposición derogatoria única. Cláusula derogatoria.

Queda derogado el Real Decreto 2543/1994, de 29 de diciembre, por el que se aprueba la «Norma de Construcción Sismorresistente: Parte general y edificación (NCSE-94)».

Disposición final primera. Facultad de desarrollo.

Se faculta al Ministro de Fomento para dictar las disposiciones necesarias para el desarrollo y aplicación de lo dispuesto en este Real Decreto.

Disposición final segunda. Entrada en vigor.

Este Real Decreto entrará en vigor el día siguiente al de su publicación en el Boletín Oficial del Estado.

Dado en Madrid a 27 de septiembre de 2002

JUAN CARLOS R.

El Ministro de Fomento
FRANCISCO ÁLVAREZ-CASCOS FERNÁNDEZ

ANEXO

ARTICULADO Y COMENTARIOS

CAPÍTULO I

GENERALIDADES

1.1. Objeto

La presente Norma tiene como objeto proporcionar los criterios que han de seguirse dentro del territorio español para la consideración de la acción sísmica en el proyecto, construcción, reforma y conservación de aquellas edificaciones y obras a las que le sea aplicable de acuerdo con lo dispuesto en el artículo 1.2.

La finalidad última de estos criterios es la de evitar la pérdida de vidas humanas y reducir el daño y el coste económico que puedan ocasionar los terremotos futuros. El promotor podrá requerir prestaciones mayores que las exigidas en esta Norma, por ejemplo el mantenimiento de la funcionalidad de servicios esenciales.

La consecución de los objetivos de esta Norma está condicionada, por un lado, por los preceptos limitativos del uso del suelo dictados por las Administraciones Públicas competentes, así como por el cálculo y el diseño especificados en los capítulos siguientes, y por otro, por la realización de una ejecución y conservación adecuadas.

1.2. Aplicación de la Norma

1.2.1. Ámbito de aplicación

Esta Norma es de aplicación al proyecto, construcción y conservación de edificaciones de nueva planta. En los casos de reforma o rehabilitación se tendrá en cuenta esta Norma, a fin de que los niveles de seguridad de los elementos afectados sean superiores a los que poseían en su concepción original. Las obras de rehabilitación o reforma que impliquen modificaciones substanciales de la estructura (por ejemplo: vaciado de interior dejando sólo la fachada), son asimilables a todos los efectos a las de construcción de nueva planta.

Además, las prescripciones de índole general del apartado 1.2.4 serán de aplicación supletoria a otros tipos de construcciones, siempre que no existan otras normas o disposiciones específicas con prescripciones de contenido sismorresistente que les afecten.

El proyectista o director de obra podrá adoptar, bajo su responsabilidad, criterios distintos a los que se establecen en esta Norma, siempre que el nivel de seguridad y de servicio de la construcción no sea inferior al fijado por la Norma, debiéndolo reflejar en el proyecto.

1.2.2. Clasificación de las construcciones

A los efectos de esta Norma, de acuerdo con el uso a que se destinan, con los daños que puede ocasionar su destrucción e independientemente del tipo de obra de que se trate, las construcciones se clasifican en:

1. De importancia moderada
   Aquellas con probabilidad despreciable de que su destrucción por el terremoto pueda ocasionar víctimas, interrumpir un servicio primario, o producir daños económicos significativos a terceros.

2. De importancia normal
   Aquellas cuya destrucción por el terremoto pueda ocasionar víctimas, interrumpir un servicio para la colectividad, o producir importantes pérdidas económicas, sin que en ningún caso se trate de un servicio imprescindible ni pueda dar lugar a efectos catastróficos.

3. De importancia especial
   Aquellas cuya destrucción por el terremoto, pueda interrumpir un servicio imprescindible o dar lugar a efectos catastróficos. En este grupo se incluyen las construcciones que así se consideren en el planeamiento urbanístico y documentos públicos análogos, así como en reglamentaciones más específicas y, al menos, las siguientes construcciones:

   — Hospitales, centros o instalaciones sanitarias de cierta importancia.
   — Edificios e instalaciones básicas de comunicaciones, radio, televisión, centrales telefónicas y telegráficas.
   — Edificios para centros de organización y coordinación de funciones para casos de desastre.
   — Edificios para personal y equipos de ayuda, como cuarteles de bomberos, policía, fuerzas armadas y parques de maquinaria y de ambulancias.
   — Las construcciones para instalaciones básicas de las poblaciones como depósitos de agua, gas, combustibles, estaciones de bombeo, redes de distribución, centrales eléctricas y centros de transformación.
   — Las estructuras pertenecientes a vías de comunicación tales como puentes, muros, etc. que estén clasificadas como de importancia especial en las normativas o disposiciones específicas de puentes de carretera y de ferrocarril.
   — Edificios e instalaciones vitales de los medios de transporte en las estaciones de ferrocarril, aeropuertos y puertos.
   — Edificios e instalaciones industriales incluidos en el ámbito de aplicación del Real Decreto 1254/1999, de 16 de julio, por el que se aprueban medidas de control de los riesgos inherentes a los accidentes graves en los que intervengan sustancias peligrosas.
   — Las grandes construcciones de ingeniería civil como centrales nucleares o térmicas, grandes presas y aquellas presas que, en función del riesgo potencial que puede derivarse de su posible rotura o de su funcionamiento incorrecto, estén clasificadas en las categorías A o B del Reglamento Técnico sobre Seguridad de Presas y Embalses vigente.
   — Las construcciones catalogadas como monumentos históricos o artísticos, o bien de interés cultural o similar, por los órganos competentes de las Administraciones Públicas.
   — Las construcciones destinadas a espectáculos públicos y las grandes superficies comerciales, en las que se prevea una ocupación masiva de personas.

1.2.3. Criterios de aplicación de la Norma

La aplicación de esta Norma es obligatoria en las construcciones recogidas en el artículo 1.2.1, excepto:

— En las construcciones de importancia moderada.
— En las edificaciones de importancia normal o especial cuando la aceleración sísmica básica a_b sea inferior a 0,04g, siendo g la aceleración de la gravedad.

— En las construcciones de importancia normal con pórticos bien arriostrados entre sí en todas las direcciones cuando la aceleración sísmica básica a_b (art. 2.1) sea inferior a 0,08*g*. No obstante, la Norma será de aplicación en los edificios de más de siete plantas si la aceleración sísmica de cálculo, a_c, (art. 2.2) es igual o mayor de 0,08*g*.

Si la aceleración sísmica básica es igual o mayor de 0,04*g* deberán tenerse en cuenta los posibles efectos del sismo en terrenos potencialmente inestables.

En los casos en que sea de aplicación esta Norma no se utilizarán estructuras de mampostería en seco, de adobe o de tapial en las edificaciones de importancia normal o especial.

Si la aceleración sísmica básica es igual o mayor de 0,08*g* e inferior a 0,12*g*, las edificaciones de fábrica de ladrillo, de bloques de mortero, o similares, poseerán un máximo de cuatro alturas, y si dicha aceleración sísmica básica es igual o superior a 0,12*g*, un máximo de dos.

En los edificios en que ha de aplicarse, esta Norma requiere:

— Calcular la construcción para la acción sísmica definida en el capítulo 2, mediante los procedimientos descritos en el capítulo 3.
— Cumplir las reglas de proyecto y las prescripciones constructivas indicadas en el capítulo 4.

1.2.4. Prescripciones de índole general

Se consideran prescripciones de índole general las siguientes:

— Clasificación de las construcciones (Apartado 1.2.2).
— Criterios de aplicación de la Norma (Apartado 1.2.3).
— Cumplimiento de la Norma (Apartado 1.3).
— Mapa de peligrosidad sísmica. Aceleración sísmica básica (Apartado 2.1).
— Aceleración sísmica de cálculo (Apartado 2.2).

1.3. Cumplimiento de la Norma

1.3.1. Cumplimiento de la Norma en la fase de proyecto

En la Memoria de todo proyecto de obras se incluirá preceptivamente un apartado de «Acciones sísmicas», que será requisito necesario para el visado del proyecto por parte del colegio profesional correspondiente, así como para la expedición de la licencia municipal y demás autorizaciones y trámites por parte de las distintas Administraciones Públicas.

Cuando de acuerdo con el Artículo 1.2.3, sea de aplicación esta Norma, figurarán en el apartado de «Acciones sísmicas» los valores, hipótesis y conclusiones adoptadas en relación con dichas acciones y su incidencia en el proyecto, cálculo y disposición de los elementos estructurales, constructivos y funcionales de la obra. Además, en los planos se harán constar los niveles de ductilidad para los que ha sido calculada la obra.

1.3.2. Cumplimiento de la Norma en la fase de construcción

Si el director de obra no estuviese conforme con el contenido del apartado de «Acciones sísmicas» dará cuenta a la Propiedad, y en su caso, propondrá la necesidad de realizar las modificaciones del proyecto que estime oportunas, las cuales se desarrollarán y, para su aprobación, se someterán al mismo procedimiento que siguió el proyecto original.

Además, en las obras importantes con retrasos o paradas muy prolongadas, el director de obra debe tener en cuenta las acciones sísmicas que se puedan presentar y que, en caso de destrucción o daño por sismo, pudieran dar lugar a consecuencias graves.

El director de obra comprobará que las prescripciones y los detalles estructurales mostrados en los planos satisfacen los niveles de ductilidad especificados y que se respetan durante la ejecución de la obra.

1.3.3. Cumplimiento de la Norma durante el período de vida útil

Cuando ocurra un terremoto de intensidad alta deberá realizarse un informe de cada construcción situada en las zonas con intensidad igual o superior a VII (escala E.M.S.) en el que se analicen las consecuencias del sismo sobre dicha construcción y el tipo de medidas que, en su caso, proceda adoptar.

La responsabilidad de la confección de este informe recaerá en el técnico encargado de la conservación, o bien, en caso de no existir éste, en la propiedad o entidad explotadora, que deberá requerir la elaboración del citado informe a un profesional competente.

Comentarios

C.1.1. Objeto

La presente Norma es una modificación y actualización de la NCSE-94 establecida por el Real Decreto 2543/1994 de 29 de diciembre, que sustituyó a la PDS-1 (1974), cuyos antecedentes fueron la Norma PGS-1 (1968) y las partes correspondientes de la MV-101 (1962) del Ministerio de la Vivienda y de la Instrucción para Proyecto, Construcción y Explotación de Grandes Presas del Ministerio de Obras Públicas (1967).

Para evitar la pérdida de vidas humanas y reducir el daño y el coste económico que puedan ocasionar los terremotos futuros, esta Norma proporciona unos criterios y recomendaciones, de modo que la aplicación de los mismos al diseño dote a las estructuras de suficiente sismorresistencia para que las construcciones no sufran daños relevantes ante sacudidas sísmicas pequeñas, puedan resistir sin daños estructurales ante movimientos sísmicos moderados y puedan evitar el colapso ante las sacudidas más fuertes previsibles —con una probabilidad razonable—, aunque con posibles daños.

La Norma pretende, por tanto, evitar el colapso de las construcciones ante los mayores sismos previsibles y limitar los daños estructurales graves ante sismos de menor tamaño, que tengan una probabilidad apreciable de ocurrir durante la vida útil de la obra. Consecuentemente es posible la ocurrencia de terremotos que, aún aplicando la Norma, puedan ocasionar alguna víctima o daños estructurales muy importantes, que obliguen incluso a la demolición posterior de la estructura.

Las Administraciones Públicas y los Organismos competentes deberían complementar los criterios de esta Norma, a partir de la información sismológica, geológica y geotécnica, con preceptos sobre el uso del suelo y con reglamentaciones específicas urbanísticas, de instalaciones urbanas y de construcción.

C.1.2. Aplicación de la Norma

C.1.2.1. *Ámbito de aplicación*

Para casos de reforma o rehabilitación, lo que se prescribe en el articulado no obsta —sino al contrario— para que el propietario o promotor pueda plantear el cumplimiento de la Norma en todos sus aspectos. Cuando las reformas supongan cambios sustanciales, y sobre todo cuando estos afecten a la estructura, habrán de aplicarse criterios sismorresistentes de modo que el nivel de seguridad de la construcción no sea inferior al fijado por la Norma.

C.1.2.2. *Clasificación de las construcciones*

Corresponde al proyectista —o en su caso al promotor— determinar el uso previsible a lo largo de la vida útil de la construcción, con objeto de clasificarla en el grupo que corresponda de acuerdo con el articulado.

Los edificios destinados a viviendas se clasifican en general como construcciones de importancia normal pero pueden en algunos casos ser de importancia especial, por ejemplo cuando su destrucción puede dar lugar a daños catastróficos o cuando una parte del edificio se destine a usos correspondientes a los considerados en las construcciones de importancia especial.

C.1.2.3. *Criterios de aplicación de la Norma*

El proyectista —o en su caso el promotor— puede decidir la aplicación de la Norma a una construcción de importancia moderada cuando el valor económico de la misma lo aconseje.

Se considera que si la aceleración sísmica básica es inferior a la indicada en el articulado para cada tipo de construcción no se generan solicitaciones peores que en las demás hipótesis de carga, dada la diferencia de coeficientes de seguridad y de acciones simultáneas que deben considerarse con el sismo. Además es posible que, en algunos casos en los que se prescribe la aplicación de la Norma, las solicitaciones del caso sísmico no afecten al dimensionado de los elementos estructurales. Sin embargo, se estima que a partir de los valores indicados resulta procedente la aplicación de las reglas constructivas del capítulo 4 de esta Norma.

La existencia de una capa superior armada, monolítica y enlazada a la estructura en la totalidad de la superficie de cada planta permite considerar a los pórticos como bien arriostrados entre sí en todas las direcciones.

En las edificaciones de importancia normal con pórticos bien arriostrados entre sí en todas las direcciones, situadas en zonas con una aceleración sísmica básica a_b inferior a 0,08g, el proyectista —o en su caso el promotor— puede decidir la aplicación de la Norma, sobre todo en el caso de edificios altos situa-

dos en terrenos blandos o muy blandos, ya que en estos casos es oportuno seguir las prescripciones de la Norma, especialmente las correspondientes a la cimentación.
La prohibición de estructuras de mampostería en seco, de tapial o de adobe, para edificaciones de importancia normal o especial, cuando la aceleración sísmica básica es igual o superior a 0,04*g*, se debe a la alta vulnerabilidad de estas construcciones, como ha podido comprobarse en un gran número de terremotos, lo que impide ofrecer las debidas garantías de seguridad y ello llevaría a incumplir la finalidad esencial de la Norma que es la de evitar la pérdida de vidas humanas.
La mayor imprecisión de los modelos de cálculo utilizados para las obras de fábrica y su fragilidad, aconsejan restringir con carácter general la altura de estas edificaciones en zonas de elevada sismicidad. Además, es conveniente confinar la fábrica con elementos horizontales y verticales.
Entre los efectos inestabilizadores del sismo en el terreno se encuentran los desplazamientos permanentes del terreno, los movimientos de ladera o de taludes, la licuación (o licuefacción) de suelos granulares flojos saturados, etc.

C.1.2.4. *Prescripciones de índole general*

Además de las prescripciones de índole general determinadas en el articulado, se puede adoptar, en general, el espectro de respuesta elástica definido en el Artículo 2.3. No obstante, para construcciones distintas de la edificación se podrán utilizar espectros de respuesta elástica diferentes, los cuales vendrán recogidos en normas o disposiciones específicas, o bien serán estudiados y justificados convenientemente.

C.1.3. Cumplimiento de la Norma

Se supone que el proyecto, construcción y conservación de la edificación se llevará a cabo por personal debidamente cualificado y experimentado, cumpliéndose además todas las disposiciones y requisitos prescritos en aquellas normas e instrucciones que por los materiales empleados y por el tipo, disposición estructural o destino de las obras les sean aplicables; disposiciones y requisitos a los cuales esta Norma complementa.

C.1.3.1. *Cumplimiento de la Norma en la fase de proyecto*

C.1.3.2. *Cumplimiento de la Norma en la fase de construcción*

C.1.3.3. *Cumplimiento de la Norma durante el período de vida útil*

Dado que a veces los desperfectos o los daños aparentemente de poca relevancia pueden ser el indicador de daños a elementos estructurales, es por lo que, cuando ocurra un terremoto de intensidad alta, han de inspeccionarse todas las construcciones dañadas o potencialmente dañadas, al menos las situadas en las zonas con intensidad igual o superior a VII (escala E.M.S.-98), y realizar un informe de cada construcción, dándose una mayor prioridad a las catalogadas como de importancia especial, ya que éstas son las más necesarias para la comunidad tras un desastre sísmico, seguidas de aquellas clasificadas de importancia normal.
El informe que se ha de realizar de cada construcción dañada o potencialmente dañada pretende que, tras hacerse un reconocimiento de las consecuencias del sismo sobre dicha construcción, se identifiquen los elementos y partes dañadas, así como el tipo y grado de dichos daños, y se haga una primera estimación sobre el grado de seguridad de la misma y el tipo de medidas preventivas que, en su caso, proceda adoptar. El objetivo es detectar las construcciones (sobre todo las de importancia especial y normal) con daños estructurales graves que pudieran colapsar como consecuencia de la ocurrencia de réplicas relevantes del sismo principal.
Por todo ello, las autoridades locales deberían cuidar que, en los casos mencionados y en el plazo más breve posible, sean reconocidas las construcciones que hayan podido sufrir desperfectos, estimando el grado de seguridad y de servicio de las instalaciones clave, así como el de las construcciones de importancia especial y normal.
La escala de intensidad E.M.S.-98 (Escala Macrosísmica Europea) es la versión actualizada de la escala MSK, citada en la norma NCSE-94.

CAPÍTULO II

INFORMACIÓN SÍSMICA

2.1. Mapa de peligrosidad sísmica. Aceleración sísmica básica

La peligrosidad sísmica del territorio nacional se define por medio del mapa de peligrosidad sísmica de la figura 2.1. Dicho mapa suministra, expresada en relación al valor de la gravedad, g, la aceleración sísmica básica, a_b —un valor característico de la aceleración horizontal de la superficie del terreno— y el coeficiente de contribución K, que tiene en cuenta la influencia de los distintos tipos de terremotos esperados en la peligrosidad sísmica de cada punto.

La lista del anejo 1 detalla por municipios los valores de la aceleración sísmica básica iguales o superiores a $0{,}04g$, junto con los del coeficiente de contribución K.

2.2. Aceleración sísmica de cálculo

La aceleración sísmica de cálculo, a_c, se define como el producto:

$$a_c = S \cdot \rho \cdot a_b$$

donde:

a_b Aceleración sísmica básica definida en 2.1.

ρ Coeficiente adimensional de riesgo, función de la probabilidad aceptable de que se exceda a_c en el período de vida para el que se proyecta la construcción. Toma los siguientes valores:

— construcciones de importancia normal $\rho = 1{,}0$.
— construcciones de importancia especial $\rho = 1{,}3$.

S Coeficiente de amplificación del terreno. Toma el valor:

— Para $\rho \cdot a_b \leqslant 0{,}1g$

$$S = \frac{C}{1{,}25}$$

— Para $0{,}1g < \rho \cdot a_b < 0{,}4g$

$$S = \frac{C}{1{,}25} + 3{,}33\left(\rho \cdot \frac{a_b}{g} - 0{,}1\right)\left(1 - \frac{C}{1{,}25}\right)$$

— Para $0{,}4g \leqslant \rho \cdot a_b$

$$S = 1{,}0$$

siendo:

C Coeficiente de terreno. Depende de las características geotécnicas del terreno de cimentación y se detalla en el apartado 2.4.

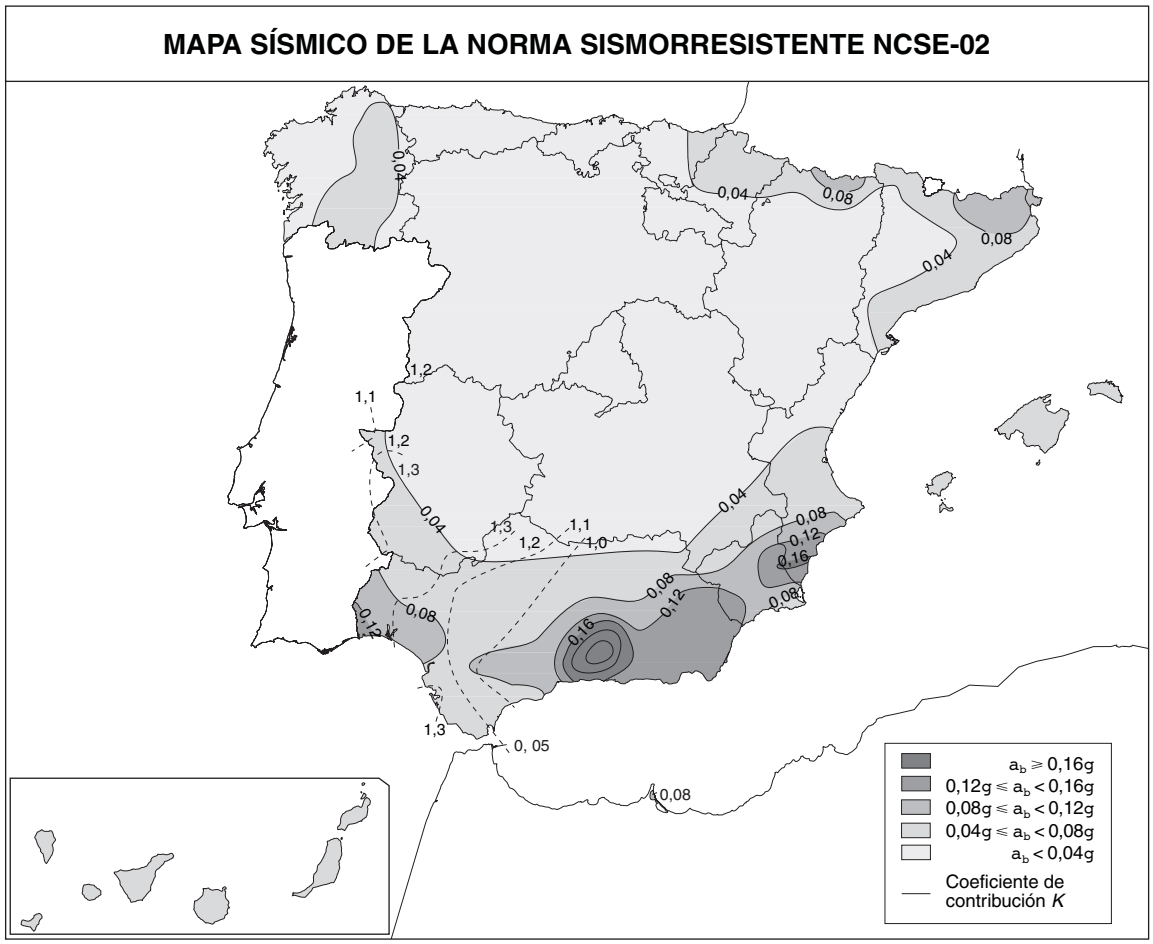


Figura 2.1 Mapa de Peligrosidad Sísmica

2.3. Espectro de respuesta elástica

Esta Norma establece un espectro normalizado de respuesta elástica en la superficie libre del terreno (figura 2.2), para aceleraciones horizontales, correspondiente a un oscilador lineal simple con un amortiguamiento de referencia del 5% respecto al crítico, definido por los siguientes valores:

Si $T < T_A$	$\alpha(T) = 1 + 1{,}5 \cdot T/T_A$
Si $T_A \leqslant T \leqslant T_B$	$\alpha(T) = 2{,}5$
Si $T > T_B$	$\alpha(T) = \mathrm{K} \cdot C/T$

siendo:

$\alpha(T)$ Valor del espectro normalizado de respuesta elástica.
T Período propio del oscilador en segundos.
K Coeficiente de contribución, referido en 2.1.
C Coeficiente del terreno, que tiene en cuenta las características geotécnicas del terreno de cimentación y se detalla en el apartado 2.4.

T_A, T_B Períodos característicos del espectro de respuesta, de valores:

$$T_A = K \cdot C/10$$
$$T_B = K \cdot C/2{,}5$$

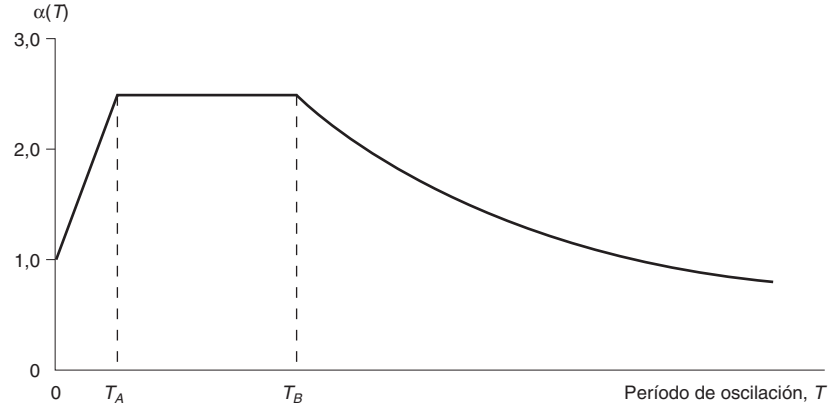


Figura 2.2. Espectro de respuesta elástica

Para algunas estructuras y modos de vibración con períodos superiores a 4 segundos, el proyectista podrá utilizar, siempre que lo justifique, valores espectrales menores de los predichos por las expresiones anteriores.

2.4. Clasificación del terreno. Coeficiente del terreno

En esta Norma, los terrenos se clasifican en los siguientes tipos:

— Terreno tipo I: Roca compacta, suelo cementado o granular muy denso. Velocidad de propagación de las ondas elásticas transversales o de cizalla, $v_S > 750$ m/s.
— Terreno tipo II: Roca muy fracturada, suelos granulares densos o cohesivos duros. Velocidad de propagación de las ondas elásticas transversales o de cizalla, 750 m/s $\geqslant v_S >$ 400 m/s.
— Terreno tipo III: Suelo granular de compacidad media, o suelo cohesivo de consistencia firme a muy firme. Velocidad de propagación de las ondas elásticas transversales o de cizalla, 400 m/s $\geqslant v_S >$ 200 m/s.
— Terreno tipo IV: Suelo granular suelto, o suelo cohesivo blando. Velocidad de propagación de las ondas elásticas transversales o de cizalla, $v_S \leqslant$ 200 m/s.

A cada uno de estos tipos de terreno se le asigna el valor del coeficiente *C* indicado en la tabla 2.1.

TABLA 2.1.

Coeficientes del terreno

Tipo de terreno	Coeficiente *C*
I	1,0
II	1,3
III	1,6
IV	2,0

Para obtener el valor del coeficiente *C* de cálculo se determinarán los espesores e_1, e_2, e_3 y e_4 de terrenos de los tipos I, II, III y IV respectivamente, existentes en los 30 primeros metros bajo la superficie.

Se adoptará como valor de *C* el valor medio obtenido al ponderar los coeficientes C_i de cada estrato con su espesor e_i, en metros, mediante la expresión:

$$C = \frac{\sum C_i \cdot e_i}{30}$$

En los edificios con sótanos bajo el nivel general de la superficie del terreno, los espesores de las distintas capas para clasificar las condiciones de cimentación deben, normalmente, medirse a partir de la rasante.

En aquellos casos especiales en que resulte $C > 1{,}8$, el espectro de respuesta definido con las reglas anteriores puede no ser aplicable a las construcciones con período fundamental mayor de T_B. En este caso, para $T > T_B$ se tomará $\alpha(T) = 2{,}5$ a menos que se determine un espectro de respuesta específico del emplazamiento, cuyas ordenadas en ningún caso serán menores que las que se obtendrían con el procedimiento descrito en el apartado 2.3.

El coeficiente C no contempla el posible colapso del terreno bajo la estructura durante el terremoto debido a la inestabilidad del terreno como en el caso de arcillas sensibles, densificación de suelos, hundimiento de cavidades subterráneas, movimientos de ladera, etc. Especialmente habrá de analizarse la posibilidad de licuación (o licuefacción) de los suelos susceptibles a la misma.

2.5. Modificación del espectro de respuesta elástica en función del amortiguamiento

Para valores del amortiguamiento de la estructura diferentes del 5% del crítico, los valores de $\alpha(T)$ para períodos $T \geqslant T_A$ se multiplicarán por el factor

$$v = (5/\Omega)^{0,4}$$

donde Ω es el amortiguamiento de la estructura expresado como porcentaje del crítico.

Para períodos $T < T_A$, las ordenadas espectrales se interpolarán linealmente entre los valores correspondientes a $T = 0$ y $T = T_A$.

2.6. Espectro de respuesta elástica para movimientos verticales

Cuando sea preciso considerar movimientos verticales, se adoptará un espectro de respuesta elástica cuyas ordenadas espectrales sean el 70% de los valores correspondientes a las del espectro para movimientos horizontales definido en 2.3.

Comentarios

C.2.1. Mapa de peligrosidad sísmica. Aceleración sísmica básica

La aceleración sísmica básica tiene dimensiones de aceleración. Si se desea obtener su valor numérico en m/s^2 puede multiplicarse el valor que se deduce del mapa en unidades de g por 9,8, ya que se ha tomado $g = 9{,}8$ m/s^2.

El cálculo de la peligrosidad sísmica se ha realizado en términos de intensidad E.M.S., a partir de los datos actualizados existentes en el catálogo sísmico del Instituto Geográfico Nacional. Para determinar la aceleración horizontal característica a partir de la intensidad E.M.S. se ha empleado la correlación:

$$\log_{10} a = 0{,}30103I - 0{,}2321$$

donde a viene expresada en gals (10^{-2} m/s^2).

El procedimiento de cálculo de la aceleración sísmica básica a través de la intensidad conduce a valores «regionales» de la aceleración promedio para los diferentes tipos de sismicidad y condiciones locales involucrados en los datos de partida. Es posible que ciertos terremotos particulares o ciertas condiciones locales hubieran requerido correlaciones específicas para obtener la aceleración sísmica básica.

Los valores de la aceleración sísmica básica corresponden a un período de retorno aproximado de 500 años. El período de retorno, P_R, no es un tiempo físico de recurrencia, sino que corresponde a una interpretación desde el punto de vista probabilístico y se asocia a un fractil de probabilidad dado en la distribución de probabilidad de las aceleraciones potenciales máximas (anuales). Dicho valor corresponde en este caso a una probabilidad de excedencia anual del dos por mil ($1/P_R$) de que la aceleración sísmica potencial (anual) sea excedida.

La aceleración horizontal correspondiente a un período de retorno P_R, se puede obtener en cada punto del territorio, de forma aproximada, multiplicando por $(P_R/500)^{0,4}$ el valor que se deduce del mapa de la figura 2.1 para dicho emplazamiento.

C.2.2. Aceleración sísmica de cálculo

La aceleración sísmica de cálculo, a_c, tiene —igual que la básica— dimensiones de aceleración.

El coeficiente ρ expresa —para el rango usual de probabilidades de superación de las acciones sísmicas a considerar en el proyecto sismorresistente— valores proporcionales a las aceleraciones resultantes del cálculo de la peligrosidad sísmica.

El coeficiente S tiene en cuenta la diferencia de la aceleración sísmica en superficie respecto a la de suelo duro, dependiendo de la existencia de capas de suelos blandos superficiales (Tabla C.2.1). Además, para aceleraciones bajas, la aceleración es generalmente mayor en la superficie de depósitos de suelos que en afloramientos de suelo duro o de roca (fenómeno de amplificación). Para aceleraciones altas (normalmente para $a_b \geqslant 0{,}4g$) esta tendencia no es clara e incluso se ha observado que se puede llegar a invertir, debido a comportamientos no lineales del suelo (fenómeno de desamplificación).
Las expresiones del articulado proponen que para una $\rho \cdot a_b \geqslant 0{,}1$ g, la aceleración sísmica en la superficie de los depósitos más blandos sea el doble que la aceleración en roca. Sin embargo, para una $\rho \cdot a_b \geqslant 0{,}4g$, se propone que la aceleración sísmica de cálculo sea igual en suelo que en roca. Para valores intermedios se interpola entre ambas.
Debido a que los valores de a_b se asocian a un terreno duro (aproximadamente tipo II), el coeficiente S produce una corrección en el producto $\rho \cdot a_b$, disminuyéndolo cuando el terreno es bueno y aumentándolo cuando es blando o muy blando.

TABLA C 2.1

Valores del coeficiente S

$\rho \cdot a_b$	$C = 1{,}0$	$C = 1{,}3$	$C = 1{,}6$	$C = 1{,}8$
$\leqslant$ 0,10 g	0,80	1,04	1,28	1,44
0,15 g	0,83	1,03	1,23	1,37
0,20 g	0,87	1,03	1,19	1,29
0,25 g	0,90	1,02	1,14	1,22
0,30 g	0,93	1,01	1,09	1,15
0,35 g	0,97	1,01	1,05	1,07
$\geqslant$ 0,40 g	1,00	1,00	1,00	1,00

C.2.3. Espectro de respuesta elástica

En esta Norma se define un espectro de respuesta de la aceleración absoluta en forma de un espectro normalizado de respuesta elástica, que pretende definir las características del movimiento sísmico en la superficie del terreno en campo libre. (La figura C.2.1 representa los espectros de respuesta elástica correspondientes a diferentes valores seleccionados de los coeficientes C y K.) Para el cálculo, este espectro normalizado se deberá escalar a la aceleración sísmica básica y modificar, en su caso, en función del amortiguamiento —para poder considerar estructuras con índices de amortiguamiento respecto al crítico distintos al 5%— y del comportamiento por ductilidad, para tener en cuenta la capacidad de la estructura para soportar deformaciones plásticas.
El valor de la ordenada del espectro, $\alpha(T)$, representa el cociente entre la aceleración máxima absoluta de un oscilador elástico lineal (S_a) y la máxima aceleración del movimiento que se aplica en su base (a). Cuando la base del oscilador sufre un terremoto de aceleración máxima a, la respuesta del oscilador tiene una aceleración máxima $S_a = a \cdot \alpha(T)$, siendo $\alpha(T)$ una función del período propio del oscilador T.
La consideración completa de todos los factores que influyen en la forma y en las ordenadas del espectro de respuesta es muy compleja. En esta Norma se ha adoptado una formulación simplificada cuya precisión, en relación con los datos disponibles, se considera suficiente. El espectro se define en función del terreno de cimentación y de las características diferenciadoras de la sismicidad de la zona de Azores-Gibraltar, cuya influencia se introduce mediante los coeficientes C y K, respectivamente.
En el rango de períodos de interés, para las construcciones más usuales, el espectro de respuesta elástica puede dividirse en tres tramos característicos:

— El tramo correspondiente a períodos altos ($T > T_B$), definido por una velocidad espectral constante, cuyo valor, en función de la aceleración sísmica, a, de la superficie del terreno es:

$$S_{v,m} = 2{,}5a \cdot \frac{T_B}{2\pi}$$

— El tramo intermedio ($T_A \leqslant T \leqslant T_B$) definido por una aceleración espectral constante, fijada convencionalmente en 2,5 veces la aceleración de la superficie del terreno, o sea:

$$S_{v,m} = 2{,}5a$$

— El tramo correspondiente a períodos bajos ($T < T_A$), transición entre $S_a = a$ para $T = 0$ y $S_a = 2{,}5a$ para $T = T_A$.

Los coeficientes C y K afectan al tramo del espectro en el que la velocidad espectral es constante (períodos altos); los suelos blandos y la mayor distancia epicentral amplifican la velocidad espectral de este tramo y desplazan hacía períodos mayores el valor T_B en el que éste comienza.
El coeficiente K tiene en cuenta la distinta contribución de la sismicidad de la Península y áreas adyacentes, y de la más lejana, correspondiente a la zona Azores-Gibraltar, a la peligrosidad sísmica en cada punto del territorio nacional. Sus valores se han calculado admitiendo que para la misma aceleración a, el valor de $S_{v,m}$ para los terremotos provenientes de la región central de la zona de Azores-Gibraltar es 1,5 veces mayor que el resultante para los terremotos de las restantes zonas sismogenéticas (continentales y marítimas colindantes).
Los valores de K están comprendidos entre 1,0 —en los puntos en los que prácticamente toda la contribución a la peligrosidad sísmica procede de terremotos continentales o de áreas marítimas adyacentes—, y 1,5, en los puntos en los que la contribución a la peligrosidad sísmica procediera totalmente de terremotos de la citada región de Azores-Gibraltar.
Los valores de K se han calculado de forma que la probabilidad de ocurrencia anual de la aceleración espectral (sin contar el efecto de suelo) sea idéntica en todos los puntos del territorio, independiente del tipo de terremoto predominante y del período que se considere. Los valores resultantes de K para el territorio español están comprendidos entre 1,0 y 1,3.
El análisis de los espectros de numerosos terremo-

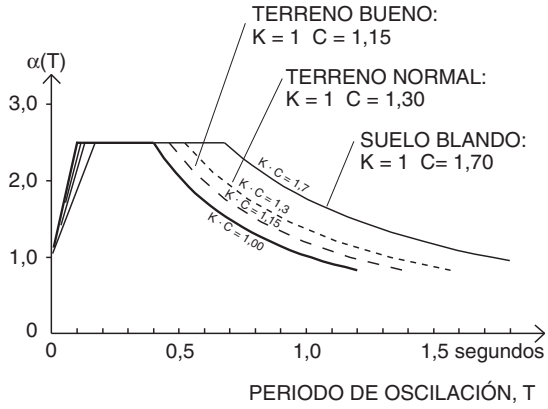


Figura C.2.1. Espectro de respuesta elástica para diferentes valores de C y K

tos reales ha puesto de manifiesto que para períodos altos, la velocidad espectral es menor que $S_{v,m}$, pudiendo considerarse en muchos casos, de forma simplificada, que el desplazamiento espectral es constante o, lo que es lo mismo, que la aceleración espectral es inversamente proporcional al cuadrado del período.

C.2.4. Clasificación del terreno. Coeficiente del terreno

El terreno se caracteriza por un valor numérico, *C*, función de las características de las diferentes capas que lo componen.

Para la clasificación de las distintas capas del terreno, en el articulado se utiliza la velocidad de las ondas elásticas transversales, v_S.

Para la determinación de los espesores de cada capa y para su clasificación aproximada, cuando no se disponga de determinaciones específicas de v_S, pueden emplearse los procedimientos descritos en la *NTE-CEG, Cimentaciones: Estudios Geotécnicos.* En los terrenos granulares, los ensayos de penetración estáticos o dinámicos; en los terrenos cohesivos, la resistencia a compresión simple y en todos ellos, la velocidad de propagación de las ondas elásticas longitudinales.

En muchos casos no será necesario que los reconocimientos del terreno alcancen los 30 m de profundidad, siendo suficiente determinar los espesores de las capas superficiales y la profundidad del techo del terreno de tipo I. En general, resultará suficientemente seguro suponer que el terreno no alcanzado en el reconocimiento no será peor que el más profundo del que se tenga información. Usualmente, una vez alcanzado el terreno tipo I, no es esperable la aparición a mayor profundidad de capas de terreno de los otros tipos. El conocimiento de la geología de la zona o los resultados de otros reconocimientos próximos serán particularmente aclaratorios en este sentido.

En caso de duda, y sobre todo con datos insuficientes, deben adoptarse los valores que correspondan del lado de la seguridad.

Los terrenos tipo I suelen poseer como características: velocidad de las ondas elásticas longitudinales mayor de 2.000 m/s, más de 50 golpes en el ensayo SPT normalizado al 60% de la energía de caída libre o una resistencia en punta del penetrómetro estático superior a 20 MPa (200 kp/cm^2).

Los terrenos tipo II suelen poseer como características: velocidad de las ondas elásticas longitudinales mayor de 1.000 m/s, los granulares más de 40 golpes en ensayos SPT normalizado al 60% de la energía de caída libre o resistencia en punta del penetrómetro estático mayor de 15 MPa (150 kp/cm^2). Los suelos cohesivos duros suelen tener resistencia a compresión simple superior a 500 kPa (5 kp/cm^2).

Los terrenos tipo III suelen poseer como características: los granulares más de 15 golpes en ensayos SPT normalizado al 60% de la energía de caída libre o resistencia en punta del penetrómetro estático mayor de 6 MPa (60 kp/cm^2). Los suelos cohesivos de consistencia firme a muy firme suelen tener resistencia a compresión simple superior a 200 kPa (2 kp/cm^2).

Toda capa de terreno no clasificable como I, II o III debe tomarse como IV.

El espectro de respuesta que se formula en el apartado 2.3 se considera suficientemente aproximado para las condiciones más usuales del terreno, siempre que las formaciones de suelo sean extensas en planta en relación con las dimensiones de la construcción. Sin embargo, pueden existir algunos casos especiales en los que la aplicación de este espectro no sea adecuada, por ejemplo cuando existan capas de arcilla muy blandas o rellenos artificiales no compactados o cuando el espesor del terreno tipo IV sea elevado. Normalmente los espectros representativos de estas situaciones tendrán mayores valores de S_a en los períodos próximos al período propio de la capa de terreno tipo IV. Por el contrario, determinados tipos de obras como algunas grandes construcciones de ingeniería civil, pueden requerir terrenos de cimentación de una «dureza superior» a la de los tipos establecidos en esta Norma, lo que posibilita también la adopción de otros espectros de respuesta elástica, que figurarán, en su caso, en las normas específicas correspondientes.

Para el análisis de licuación o licuefacción de los suelos susceptibles a la misma puede utilizarse el método detallado en C.4.3.1.

C.2.5. Modificación del espectro de respuesta elástica en función del amortiguamiento

Se entiende por amortiguamiento crítico el menor valor del amortiguamiento para el cual un oscilador lineal retorna —una vez desplazado— al punto de equilibrio sin sobrepasarlo y, por tanto, sin continuar la oscilación.

C.2.6. Espectro de respuesta elástica para movimientos verticales

El incremento de la carga vertical debido a la acción sísmica puede tener incidencia en elementos estructurales horizontales de gran luz, voladizos o vigas que soporten pilares. En el caso de elementos horizontales pretensados, una disminución de la carga vertical, originada por el sismo, podría llegar a dañarlos. En general, en edificios no es preciso tenerlo en cuenta.

CAPÍTULO III

CÁLCULO

3.1. Generalidades

El objeto del cálculo sismorresistente es verificar la seguridad de las construcciones ante las acciones sísmicas que puedan actuar sobre ellas durante su período de vida útil.

A tal efecto, la Norma proporciona los criterios para la determinación de:

— las masas del edificio a considerar en el cálculo,
— los períodos y modos de vibración de la estructura.
— la respuesta de la estructura ante las acciones sísmicas resultantes de la aplicación del capítulo 2
— la verificación de la seguridad de la estructura.

En general, los métodos de cálculo que se indican en este capítulo se refieren a edificios.

3.2. Masas que intervienen en el cálculo

A los efectos de los cálculos de las solicitaciones debidas al sismo se considerarán las masas correspondientes a la propia estructura, las masas permanentes, y una fracción de las restantes masas —siempre que éstas tengan un efecto desfavorable sobre la estructura— de valor:

— para sobrecargas de uso en viviendas, hoteles y residencias: 0,5
— para sobrecargas de uso en edificios públicos, oficinas y comercios: 0,6
— para sobrecargas de uso en locales de aglomeración y espectáculos: 0,6
— para sobrecarga de nieve, siempre que ésta permanezca más de 30 días al año: 0,5
— para sobrecargas de uso en almacenes, archivos, etc.: 1,0
— para sobrecarga de tabiquería: 1,0
— para piscinas o grandes depósitos de agua: 1,0

En las construcciones en que no coinciden el centro de masas y el de torsión, bien por irregularidad geométrica o mecánica, o bien por una distribución no uniforme de las masas, habrá que tener en cuenta el efecto de torsión que se produce.

En todas las construcciones, incluso en las que se prevea que coincidan el centro de masas y el de torsión, se deberá considerar siempre una excentricidad adicional de las masas ó de las fuerzas sísmicas equivalentes en cada planta, no menor de 1/20 de la mayor dimensión de la planta en el sentido perpendicular a la dirección del sismo, a fin de cubrir las irregularidades constructivas y las asimetrías accidentales de sobrecargas.

3.3. Acciones que se consideran en el cálculo

Las que se indican en la *NBE-AE-88: Acciones en la Edificación,* o norma que en cada momento la sustituya.

3.4. Verificación de la seguridad

Se comprobarán los estados límite últimos con las combinaciones de acciones, incluyendo la acción sísmica, que fijen las diferentes instrucciones, normas y reglamentos para cada tipo de material. Se utilizarán los coeficientes de seguridad y simultaneidad establecidos en ellas.

En el caso de que dichos coeficientes no estén fijados expresamente en las citadas instrucciones, normas y reglamentos, para la combinación de la acción sísmica con las restantes acciones se considerará la hipótesis sísmica como una situación accidental, ponderando para el cálculo de los estados límite últimos todas las acciones variables desfavorables y permanentes con coeficientes de mayoración iguales a la unidad, y las variables favorables con cero.

La construcción debe resistir la acción horizontal del sismo en todas las direcciones, lo que obliga a analizarlo en más de una dirección. En general basta hacerlo en dos direcciones ortogonales en planta; en este caso, las solicitaciones obtenidas de los resultados del análisis en cada dirección se combinarán con el 30% de los de la otra. Las solicitaciones verticales y en planta se podrán considerar como casos de carga independientes.

En los edificios no exentos se calcularán también los desplazamientos horizontales debidos a la acción sísmica de cálculo, en las direcciones en que puedan producirse choques con las construcciones colindantes.

Podrá hacerse un estudio específico para considerar la interacción suelo-estructura sin que con ello pueda reducirse la acción sísmica más de un 30% del valor que se obtendría con la construcción supuesta sobre base rígida.

3.5. Métodos de cálculo

Esta Norma establece el análisis de la estructura mediante espectros de respuesta como método de referencia para el cálculo sísmico (apartado 3.6.2). También se permite el estudio dinámico por integración de registros de aceleración (apartado 3.6.1).

La Norma desarrolla además, en el apartado 3.7, un método simplificado de cálculo para los casos más usuales de edificación, cuya aplicación se autoriza para los edificios que cumplan las condiciones del apartado 3.5.1.

En todos los casos debe utilizarse un modelo suficientemente representativo de la distribución real de rigideces y masas.

3.5.1. Condiciones para aplicar el método simplificado de cálculo

El método simplificado de cálculo se podrá aplicar en los edificios que cumplan los siguientes requisitos:

1. El número de plantas sobre rasante es inferior a veinte.
2. La altura del edificio sobre rasante es inferior a sesenta metros.
3. Existe regularidad geométrica en planta y en alzado, sin entrantes ni salientes importantes.
4. Dispone de soportes continuos hasta cimentación, uniformemente distribuidos en planta y sin cambios bruscos en su rigidez.
5. Dispone de regularidad mecánica en la distribución de rigideces, resistencias y masas, de modo que los centros de gravedad y de torsión de todas las plantas estén situados, aproximadamente, en la misma vertical.
6. La excentricidad del centro de las masas que intervienen en el cálculo sísmico respecto al de torsión es inferior al 10% de la dimensión en planta del edificio en cada una de las direcciones principales.

Asimismo, se podría aplicar el método simplificado de cálculo a los edificios de pisos de importancia normal (apartado 1.2.2) de hasta cuatro plantas en total.

3.6. Procedimientos generales de cálculo

3.6.1. Estudio dinámico

El estudio dinámico, realizado en el dominio del tiempo o de la frecuencia, debe hacerse a partir de acelerogramas representativos del movimiento del suelo. Para ello, se requiere escalar convenientemente los acelerogramas elegidos —en tiempo y amplitudes— de forma que sean compatibles con la información sísmica del capítulo 2. En concreto lo ha de ser con el espectro de respuesta elástica y con la aceleración sísmica de cálculo.

Pueden utilizarse tanto acelerogramas reales modulados como artificiales, justificando en todo caso su estructura en el dominio del tiempo, su contenido en frecuencias y su duración, de acuerdo con las características del sismo de cálculo.

Los cálculos deberán realizarse a partir de un número representativo de terremotos diferentes, que como mínimo serán 5, adoptando como solicitación de cálculo el promedio de los valores característicos obtenidos con cada uno.

Para cada terremoto, la respuesta espacial de la estructura se determinará mediante tres acelerogramas independientes actuando en las tres direcciones principales de la estructura con un modelo elástico lineal equivalente o con un modelo no lineal. En ambos casos deberán justificarse debidamente las leyes de comportamiento adoptadas para los materiales.

3.6.2. Análisis mediante espectros de respuesta

Este método utiliza el espectro de respuesta definido en esta Norma y requiere la combinación ponderada de las solicitaciones provenientes de cada modo de vibración de la construcción.

3.6.2.1. Modelo de estructura

Se establecerá un modelo discreto, en general tridimensional, que considere los grados de libertad que mejor representen el comportamiento de la estructura real.

El modelo de vibración de los edificios de pisos con soportes continuos hasta la cimentación y con forjados suficientemente rígidos en su plano puede analizarse, en cuanto a los movimientos en ese plano, con sólo tres grados de libertad por planta, suponiendo en ésta los movimientos del sólido rígido en su plano: dos traslaciones y una rotación.

Si el edificio es de planta regular y con excentricidad de masas respecto al centro de torsión inferior al 10% de la dimensión en planta, el modelo de vibración en cada una de las dimensiones principales puede analizarse mediante dos modelos planos ortogonales independientes, reduciendo el movimiento horizontal a un solo grado de libertad por planta.

3.6.2.2. Desplazamientos modales máximos

Para cada dirección en que se considere la acción sísmica, los desplazamientos máximos equivalentes $u_{ij,\,máx}$ para el modo de vibración i, correspondiente a cada grado de libertad j, supuesto en el modelo lineal equivalente de la estructura, vienen dados por:

$$u_{ij,máx} = a_{ij,máx} / \omega_i^2$$

donde:

$$a_{ij,máx} = \alpha_i \cdot \eta_{ij} \cdot a_c$$

siendo:

$a_{ij,\,máx}$ Componente del vector aceleración asociado al modo de vibración *i*, correspondiente al grado de libertad *j*.
ω_i Frecuencia propia del modo de vibración *i* ($\omega_i = 2\pi/T_i$).
α_i Coeficiente de valor:

$$\alpha_i = \alpha(T_i) \cdot \beta \qquad \text{si } T_i \geq T_A$$

$$\alpha_i = 1 + (2{,}5\beta - 1) \cdot \frac{T_i}{T_A} \qquad \text{si } T_i \leq T_A$$

T_A Período característico del espectro de respuesta definido en 2.3.
$\alpha(T_i)$ Ordenada del espectro definido en 2.3 —o 2.6 en su caso— para el período T_i del modo considerado.
β Coeficiente de respuesta de valor: $\beta = \nu/\mu$.
ν Coeficiente, dependiente del amortiguamiento, definido en 2.5.
μ Coeficiente de comportamiento por ductilidad en la dirección o en el elemento analizado que depende fundamentalmente de la organización y materiales de la estructura, y además de detalles de proyecto y construcción. En el apartado 3.7.3.1 se recogen valores de μ correspondientes a casos típicos.
η_{ij} Factor de distribución del modo de vibración *i*, correspondiente a la masa *m*, en el grado de libertad *j*.
a_c Aceleración sísmica de cálculo, definida en 2.2. expresada en m/s^2.

El desplazamiento máximo, para cada modo y cada planta, se calculará multiplicando el desplazamiento máximo equivalente, calculado por el procedimiento anterior, por el coeficiente de comportamiento por ductilidad μ.

3.6.2.3. Modos de vibración

3.6.2.3.1. Número mínimo de modos a considerar

En cada caso se considerará el número de modos de vibración con contribución significativa en el resultado, y como mínimo se considerarán:

— tres modos en el caso de modelos planos de estructuras de pisos (Figura 3.1).
— cuatro modos en el caso de modelos espaciales de estructura, dos traslacionales y otros dos rotacionales.
— todos los modos de período superior a T_A (apartado 2.3).

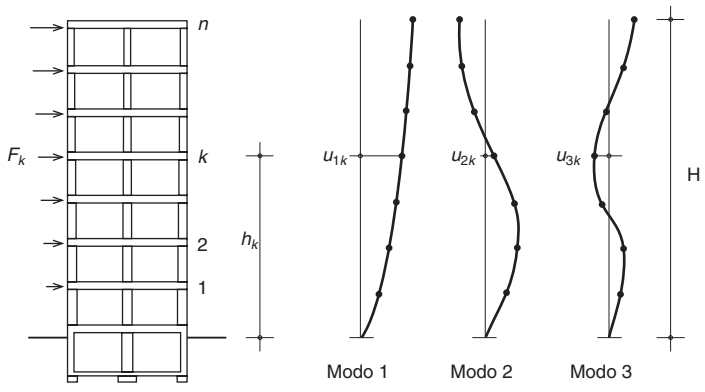


Figura 3.1. Modos de vibración en modelos planos de estructuras de pisos

3.6.2.3.2. Cálculo de las características modales de la construcción

Las características de la construcción (período propio y coeficiente de forma de cada modo de vibración, y amortiguamiento) se determinarán por alguno de los siguientes procedimientos, por orden de preferencia:

— Ensayos sobre construcciones de características iguales o semejantes a las que se considera.
— Ensayos sobre modelos de la construcción considerada.
— Procedimientos teóricos de la Mecánica y de la Elasticidad.
— Fórmulas aproximadas o empíricas, como las indicadas en los epígrafes 3.7.2.2 y 3.7.3.2.

3.6.2.4. Combinación de los resultados obtenidos para los diferentes modos

La combinación de los resultados obtenidos en el análisis de los diferentes modos de vibración, debe efectuarse para toda variable asociada a cada grado de libertad supuesto (desplazamientos, solicitaciones, tensiones, etc.). Si S representa la variable a calcular y S_i su valor en el modo i, la regla de combinación —en la hipótesis de que los períodos de los modos difieren en más de un 10%— es:

$$S = \sqrt{\sum_{i=1}^{r} S_i^2}$$

siendo r el número de modos que suponen una contribución significativa al resultado.

Si existiesen modos de vibración cuyos períodos difieren menos del 10%, puede aplicarse la regla anterior agrupando en una única variable S_j la suma de los valores absolutos de las variables S_i que difieren entre sí menos del 10%.

3.6.2.5. Cálculo de las solicitaciones

El método requiere la combinación ponderada de las solicitaciones provenientes de cada modo de vibración de la estructura.

La distribución de las solicitaciones —y consecuentemente de las tensiones— se obtiene a partir de las variables S, obtenidas de la combinación de modos, de acuerdo con el modelo discreto que traduce la estructura real.

En particular, en edificios de pisos en los que se hayan adoptado tres grados de libertad por planta, las solicitaciones globales de planta se asignarán a cada elemento en proporción a las componentes utilizadas para la determinación del centro de rotación.

Si se han utilizado dos modelos planos ortogonales, la asignación de las solicitaciones se hará teniendo en cuenta las torsiones provocadas por la excentricidad de las masas definidas en 3.2.

Deberá considerarse la pertinencia del análisis de los efectos de segundo orden, de acuerdo con la importancia de los desplazamientos obtenidos.

3.7. Método simplificado de cálculo para los casos más usuales de edificación

3.7.1. Modelo de la estructura

Las construcciones que reúnan los requisitos establecidos en el epígrafe 3.5.1 se podrán asimilar a un modelo unidimensional constituido por un oscilador múltiple con un sólo grado de libertad de desplazamiento por planta. Su análisis se realiza, en este método simplificado, a partir de un sistema de fuerzas horizontales equivalente al de los terremotos.

3.7.2. Modos de vibración

3.7.2.1. Número de modos a considerar

Los modos a considerar en función del período fundamental de la construcción, T_F, serán los siguientes:

1. El primer modo, si $T_F \leqslant 0{,}75$ s.
2. El primer y segundo modos, si $0{,}75 \text{ s} < T_F \leqslant 1{,}25$ s.
3. Los tres primeros modos, si $T_F > 1{,}25$ s.

Para la consideración de los efectos de los distintos modos, se aceptan las siguientes relaciones entre los períodos del modo *i*, T_i, y del modo fundamental, T_F:

$$T_i = \frac{T_F}{(2i-1)}$$

3.7.2.2. Cálculo del período fundamental de los edificios

A falta de determinaciones más precisas por cualquiera de los procedimientos relacionados en el apartado 3.6.2.3.2, u otro equivalente, y para edificios (Figura 3.2) que reúnen los requisitos del apartado 3.5.1, el período fundamental T_F, en segundos, puede estimarse de forma aproximada mediante las expresiones:

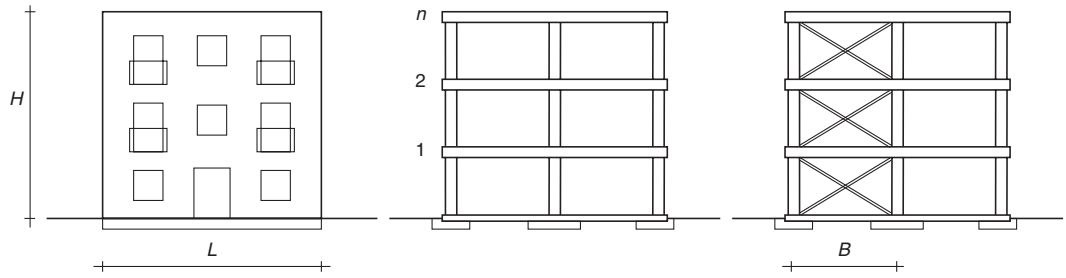


Figura 3.2. Esquema de los diferentes tipos de estructuras

1. Edificios con muros de fábrica de ladrillo o bloques.

$$T_F = 0{,}06H\sqrt{H/(2L+H)} \,/\, \sqrt{L}$$

2. Edificios con pórticos de hormigón armado sin la colaboración de pantallas rigidizadoras.

$$T_F = 0{,}09n$$

3. Edificios con pórticos de hormigón armado con la colaboración de pantallas rigidizadoras.

$$T_F = 0{,}07n\sqrt{H/(B+H)}$$

4. Edificios de pórticos rígidos de acero laminado.

$$T_F = 0{,}11n$$

5. Edificios de pórticos de acero laminado con planos triangulados resistentes.

$$T_F = 0{,}085n\sqrt{H/(B+H)}$$

siendo:

H Altura de la edificación, sobre rasante, en metros.
n Número de plantas sobre rasante.
B Dimensión de las pantallas rigidizadoras, o de los planos triangulados, en el sentido de la oscilación, en metros.
L Dimensión en planta de la edificación, en el sentido de la oscilación, en metros.

Para el resto de los edificios de hasta cuatro plantas puede tomarse, a efectos del cálculo por el método simplificado, $T_F = 0{,}3$ segundos.

3.7.3. Cálculo de las fuerzas sísmicas

La fuerza sísmica estática equivalente, F_{ik}, correspondiente a la planta *k* y modo de vibración *i*, viene dada por

$$F_{ik} = s_{ik} \cdot P_k$$

donde:

P_k Peso correspondiente a la masa, m_k, de la planta *k*, definida en el apartado 3.2.
s_{ik} Coeficiente sísmico adimensional correspondiente a la planta *k* en el modo *i*, de valor:

$$s_{ik} = (a_c/\mathrm{g}) \cdot \alpha_i \cdot \beta \cdot \eta_{ik}$$

siendo:

a_c Aceleración sísmica de cálculo determinada en el apartado 2.2, expresada en m/s^2.
g Aceleración de la gravedad, expresada igualmente en m/s^2.
β Coeficiente de respuesta, definido en el apartado 3.7.3.1.
η_{ik} Factor de distribución correspondiente a la planta k, en el modo i, definido en el apartado 3.7.3.2.
α_i Coeficiente de valor (Figura 3.3):

— Para $T_i \leqslant T_B$ $\quad \alpha_i = 2{,}5$
— Para $T_i > T_B$ $\quad \alpha_i = 2{,}5(T_B/T_i)$

T_i Período del modo considerado.
T_B Período característico del espectro definido en 2.3.

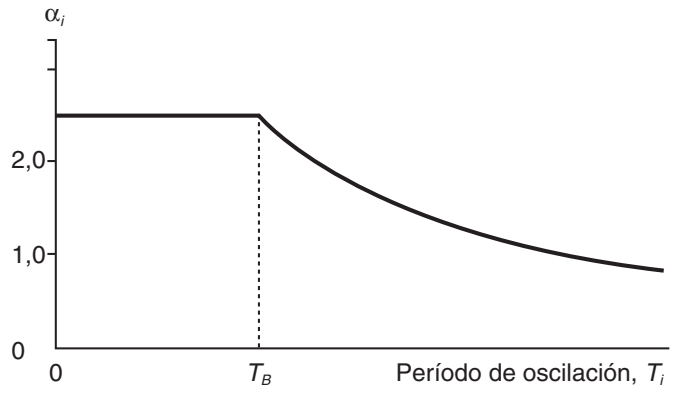


Figura 3.3. Coeficiente α_i para el método simplificado de cálculo

3.7.3.1. Coeficiente de respuesta β

Viene expresado por

$$\beta = \frac{v}{\mu}$$

siendo:

v Factor de modificación del espectro en función del amortiguamiento, definido en el apartado 2.5.
μ Coeficiente de comportamiento por ductilidad, definido en el apartado 3.6.2.2.

El coeficiente de comportamiento por ductilidad depende de la organización, material y detalles constructivos.

El proyectista elegirá el coeficiente de comportamiento por ductilidad para cada modelo de cálculo dentro de las limitaciones que se establecen en los párrafos siguientes en función de la organización estructural y de los materiales empleados, y dispondrá los detalles estructurales establecidos en el capítulo 4 que garanticen la ductilidad adoptada.

a) Para adoptar un coeficiente de comportamiento por ductilidad $\mu = 4$ (ductilidad muy alta) han de verificarse las siguientes condiciones:

1. La resistencia a las acciones horizontales debe obtenerse (Figura 3.4.):

   — Mediante pórticos planos o espaciales de nudos dúctiles rígidos, o
   — Mediante sistemas de rigidización dúctiles especialmente diseñados para disipar energía mediante flexiones o cortantes cíclicos en tramos cortos, como, por ejemplo, los formados por pantallas y vigas de acoplamiento en estructuras de hormigón armado o por triangulaciones metálicas incompletas.

Figura 3.4. Ejemplos de organizaciones estructurales que permiten un valor del coeficiente de comportamiento por ductilidad $\mu = 4$

2. Si existen otros elementos o núcleos de rigidización, su colaboración a la resistencia de las acciones horizontales debe ser escasa. Se considera que se cumple esta condición si soportan menos del 50% de la fuerza sísmica horizontal que actúe sobre el edificio.

3. En estructuras con vigas de hormigón armado, éstas tienen que ser de canto.

4. El dimensionado y detalle tienen que asegurar la formación de mecanismos estables con muy alta capacidad de disipación de energía mediante histéresis, repartidos homogéneamente por toda la estructura. Para ello han de cumplirse las prescripciones establecidas en el capítulo 4 para este nivel de ductilidad.

b) Se puede adoptar un coeficiente de comportamiento por ductilidad $\mu = 3$ (ductilidad alta) si se verifican las siguientes condiciones:

1. La resistencia a las acciones horizontales se consigue principalmente (Figura 3.5):

   — Mediante pantallas no acopladas de hormigón armado, o
   — Mediante diagonales metálicas a tracción (en cruz de San Andrés o equivalente).

2. En estructuras con vigas de hormigón armado, éstas tienen que ser de canto.
3. El dimensionado y detalle tienen que asegurar la formación de mecanismos estables con alta capacidad de disipación de energía mediante histéresis, repartidos homogéneamente por toda la estructura. Para ello han de cumplirse las prescripciones establecidas en el capítulo 4 para este nivel de ductilidad.

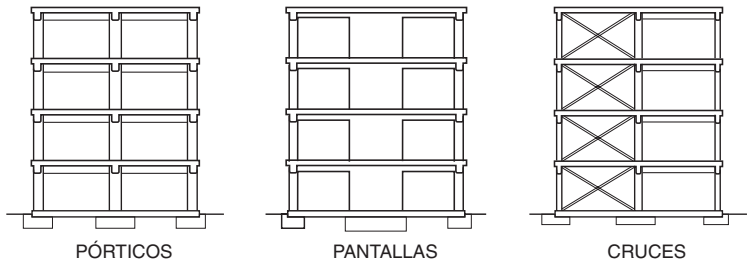


Figura 3.5. Ejemplos de organizaciones estructurales que permiten un valor del coeficiente de comportamiento por ductilidad $\mu = 3$

c) Se podrá adoptar un coeficiente de comportamiento por ductilidad $\mu = 2$ (ductilidad baja), si la estructura posee los soportes de acero u hormigón con núcleos, muros o pantallas verticales de hormigón armado, pero no satisface los requisitos anteriores en cuanto a tipo y detalles estructurales.
En particular, se encuadran en este grupo:

   — Las estructuras de tipo péndulo invertido o asimilables.
   — Las de losas planas, forjados reticulares o forjados unidireccionales con vigas planas.
   — Aquellas en que las acciones horizontales son resistidas principalmente por diagonales que trabajan alternativamente a tracción y a compresión, por ejemplo estructuras con arriostramientos en forma de «V» (Figura 3.6).

   También se encuadran en este grupo los sistemas estructurales constituidos, bien por pórticos metálicos que confinan a muros de hormigón armado o de mampostería reforzada, o bien por muros de carga de hormigón o de bloques de mortero, armados vertical y horizontalmente y con suficiente capacidad de deformación plástica estable ante acciones laterales cíclicas y alternantes.

Figura 3.6. Ejemplos de organizaciones estructurales que permiten un valor del coeficiente de comportamiento por ductilidad $\mu = 2$

d) Corresponde un coeficiente de comportamiento por ductilidad $\mu = 1$ (sin ductilidad), a las estructuras desprovistas de capacidad de disipación de energía en el rango

plástico, en particular las constituidas por muros de mampostería, ladrillo o bloques de hormigón, aún cuando incluyan en su interior entramados de madera o estén reforzadas o armadas sólo en puntos críticos, y las porticadas que resistan las acciones laterales mediante arriostramientos en forma de «K» (Figura 3.7).
También se encuadran en este grupo las estructuras de naves industriales con pilares y cerchas, las realizadas con elementos prefabricados o que contengan piezas prefabricadas de gran formato, en las que no se hayan adoptado disposiciones especiales para dotar a los nudos de ductilidad.

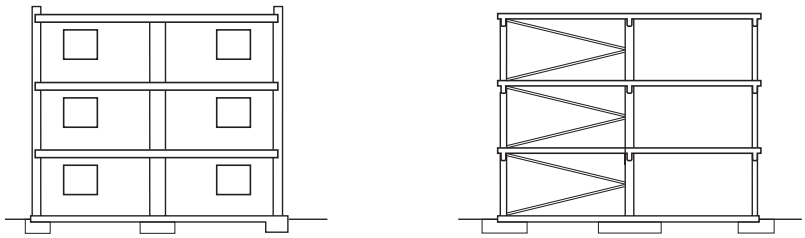


Figura 3.7. Ejemplos de organizaciones estructurales que permiten un valor del coeficiente de comportamiento por ductilidad $\mu = 1$

En la evaluación de la componente vertical de la acción sísmica se adoptará un coeficiente de comportamiento por ductilidad $\mu = 1$, salvo que se justifique un valor superior mediante el correspondiente análisis.

La tabla 3.1 facilita para los casos más frecuentes de edificación los valores del coeficiente de respuesta β, en función del tipo de estructura, de la compartimentación de las plantas, del amortiguamiento, Ω, y del coeficiente de comportamiento por ductilidad.

TABLA 3.1.

Valores del coeficiente de respuesta β

Tipo de estructura	Compartimentación de las plantas	Ω (%)	Coeficiente de comportamiento por ductilidad			Sin ductilidad ($\mu = 1$)
			$\mu = 4$	$\mu = 3$	$\mu = 2$	
Hormigón armado o acero laminado	Diáfana	4	0,27	0,36	0,55	1,09
	Compartimentada	5	0,25	0,33	0,50	1,00
Muros y tipo similares	Compartimentada	6	—	—	0,46	0,93

3.7.3.2. Factor de distribución η

El valor del factor de distribución, η_{ik}, correspondiente a la planta *k* en el modo de vibración *i* tiene el valor:

$$\eta_{ik} = \Phi_{ik} \frac{\sum_{k=1}^{n} m_k \Phi_{ik}}{\sum_{k=1}^{n} m_k \Phi_{ik}^2}$$

siendo (ver figura 3.1):

n Número de plantas.
m_k Masa de la planta k, definida en 3.2.
Φ_{ik} Coeficiente de forma correspondiente a la planta k en el modo i, para el que puede adoptarse la siguiente expresión aproximada:

$$\Phi_{ik} = \text{sen}\,[(2i - 1)\,\pi \cdot h_k / 2H]$$

donde:

h_k Altura sobre rasante de la planta k.
H Altura total de la estructura del edificio.

3.7.3.3. Desplazamientos

El desplazamiento horizontal, u, en la dirección que pueda significar choque con estructuras colindantes se determinará teniendo en cuenta el comportamiento postelástico mediante la expresión:

$$u = u_e \cdot \mu$$

donde:

u_e Desplazamiento lineal equivalente, calculado en régimen elástico.
μ Coeficiente de comportamiento por ductilidad definido en el apartado 3.6.2.2.

3.7.4. Sistema de fuerzas estáticas equivalentes

El sistema de fuerzas estáticas equivalentes F_k, necesario para el análisis de la estructura frente al sismo en la dirección considerada, se obtiene a partir de las fuerzas F_{ik}, como sigue:

— Obtención de los cortantes V_{ik} de cada planta k en el modo i, como suma de las F_{ik} existentes entre la última planta y la planta k considerada.
— Obtención del cortante combinado V_k de la planta k para los distintos modos i considerados mediante la expresión:

$$V_k = \sqrt{\sum_{i=1}^{r} V_{ik}^2}$$

siendo r el número de modos considerados.
— Obtención del sistema de fuerzas estáticas equivalentes F_k para cada planta k, por diferencia entre los valores del cortante V_k y del cortante de la planta superior V_{k+1}.

Las fuerzas F_k constituyen el sistema equivalente de acciones sísmicas de cálculo que permite proceder al análisis completo de la estructura para la dirección considerada.

Estas fuerzas se repartirán entre los elementos resistentes de manera que se satisfaga el equilibrio en planta. La fuerza horizontal en el elemento j del nivel k tiene el valor:

$$f_{kj} = F_k \frac{K_{kj}}{\sum_{j=1}^{n} K_{kj}}$$

siendo:

K_{kj} Rigidez de cada elemento resistente j en la dirección de la fuerza considerada.

3.7.5. Consideración de los efectos de rotación

En edificios con una distribución homogénea de muros o soportes y de masas, las solicitaciones debidas a la excentricidad adicional a la que se refiere el apartado 3.2 se podrán tener en cuenta multiplicando las fuerzas obtenidas en el apartado 3.7.4 en cada uno de los elementos resistentes por un factor definido por:

$$\gamma_a = 1 + 0{,}6\,\frac{x}{L_e}$$

siendo:

- x La distancia del elemento que se considera al centro del edificio, medida perpendicularmente a la dirección de la acción sísmica considerada (Figura 3.8).
- L_e La distancia entre los dos elementos resistentes más extremos, medida de la misma forma.

En edificios de pisos de hasta cuatro plantas en los que sea aplicable el método simplificado, pero no cumplan las condiciones de regularidad del apartado 3.5.1 se requerirá un estudio especial de los efectos de torsión.

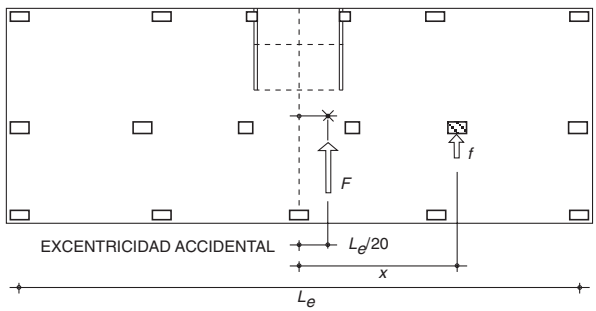


Figura 3.8. Efectos de rotación

3.8. Efectos de segundo orden

Mientras que el desplazamiento horizontal máximo del edificio no supere el dos por mil de la altura, no será necesario considerar los efectos de segundo orden.

También se podrán despreciar los efectos de segundo orden, cuando en cada planta k se verifique:

$$P_k \cdot d_k < 0{,}10\, V_k \cdot h_k$$

siendo:

- P_k Carga gravitatoria total por encima de la planta, calculada de acuerdo con el apartado 3.2.
- d_k Desplazamiento relativo entre la cabeza y pie de los soportes de la planta considerada, calculado de acuerdo con 3.7.3.3.
- V_k Cortante combinado correspondiente a la planta.
- h_k Altura entre plantas.

3.9. Muros de contención

Los empujes sobre muros se calcularán con un valor del coeficiente sísmico horizontal igual a la aceleración sísmica de cálculo.

Comentarios

C.3.1. Generalidades

C.3.2. Masas que intervienen en el cálculo

La fracción de las masas variables consideradas en el articulado corresponde a la que globalmente se espera que pueda ser simultánea con el sismo. Normalmente la masa considerada en el cálculo sísmico es menor que la que produce la carga vertical en las hipótesis estáticas.
En el caso de disponer piscinas o grandes depósitos de agua en las plantas altas, se considerará en el cálculo la totalidad de la masa de agua que puedan contener y los posibles efectos dinámicos asociados.
En la mayor parte del territorio, la probabilidad de coincidencia de un sismo con la sobrecarga de nieve es muy pequeña.

C.3.3. Acciones que se consideran en el cálculo

Los tipos de acciones que pueden actuar simultáneamente con el sismo son:

— Concarga (peso propio y cargas permanentes).
— Sobrecargas de uso.
— Sobrecarga de nieve.
— Acción del viento. No es preceptiva, salvo en los casos de situación topográfica expuesta.
— Empujes del terreno, agua y materiales sueltos en contacto o contenidos en la estructura.
— Acciones térmicas.
— Acciones de retracción.
— Acciones de pretensado.
— Cualquier otra acción que pueda influir notablemente en los esfuerzos sobre algún elemento estructural.

C.3.4. Verificación de la seguridad

La Norma supone que los efectos de los peores terremotos que pueden afectar a las construcciones habituales con una probabilidad razonable, quedan suficientemente cubiertos con la acción sísmica de cálculo prevista. Ello implica la aceptación de un límite de colapso que se corresponde con los máximos sismos esperables con probabilidad razonable, entendiendo por éstos los de período de retorno de quinientos años. Cualquier construcción proyectada según el contenido de esta Norma, puede verse sometida en el transcurso de su vida útil a acciones sísmicas que produzcan solicitaciones superiores a las correspondientes al límite elástico. Se acepta por tanto que se puedan producir deformaciones permanentes —y consecuentemente daños— más o menos importantes.
Las combinaciones de acciones en las que interviene la acción sísmica recogidas en las normas específicas vigentes son las siguientes:

1. ***Hormigón (EHE, artículo 13.2)***

Estados límite últimos, situaciones sísmicas:

$$\sum_{j\geq 1}\gamma_{G,j}G_{k,j} + \sum_{j\geq 1}\gamma_{G^*,j}G^{\star}_{k,j} + \gamma_p P_k +$$

$$+\gamma_A A_{E,k} + \sum_{j\geq 1}\gamma_{Q,i}\psi_{2,i}Q_{k,i}$$

Para estructuras de edificación, simplificadamente, para las distintas situaciones de proyecto, podrá seguirse el siguiente criterio:

$$\sum_{j\geq 1}\gamma_{G,j}G_{k,j} + \gamma_A A_{E,k} + \sum_{j\geq 1}0{,}8\gamma_{Q,i}Q_{k,i}$$

donde:

$G_{k,j}$ Valor característico de las acciones permanentes.
$G^{\star}_{k,j}$ Valor característico de las acciones permanentes de valor no constante.
P_k Valor característico de la acción del pretensado.
$\psi_{2,i}Q_{k,i}$ Valores representativos cuasi-permanentes de las acciones variables con la acción determinante o con la acción accidental.
$A_{E,k}$ Valor característico de la acción sísmica.
γ Coeficiente parcial de seguridad de la acción considerada.

2. ***Acero laminado (NBE-EA 95, caso III, tabla 3.1.5)***

Clase de acción	Coeficiente de ponderación con efectos de la acción	
	Desfavorable	Favorable
Acciones constantes (concargas)	1,00	1,00
Sobrecargas	r[(1)]	0
Viento	0,25[(2)]	0
Nieve	0,50[(3)]	0
Acción sísmica	1,00	0

(1) r adopta los siguientes valores:
r = 0,50 para azoteas, viviendas y hoteles.
r = 0,60 para oficinas, comercios, calzadas y garajes.
r = 0,80 para hospitales, cárceles, edificios docentes, de reunión y espectáculos.
(2) Sólo se considerará en construcciones en situación topográfica expuesta y muy expuesta.
(3) En lugares en que la nieve permanece acumulada más de treinta días; en el caso contrario el coeficiente será cero.

3. ***Fábrica de ladrillo (NBE-FL 90, caso III, tabla 5.5)***

Clase de acción	Coeficiente de ponderación con efectos de la acción	
	Desfavorable	Favorable
Concargas	1,00	1,00
Sobrecargas de uso	1,00	0
Sobrecarga de nieve	0,50	0
Empujes del terreno	1,25	1,00
Asientos de apoyo	Discreccional	0
Acciones de viento	0,50	0
Térmicas y reológicas	Discreccional	0
Acciones sísmicas	1,00	0

Cuando se usen métodos de verificación que se refieran a tensiones admisibles, como en el caso de terrenos, en las combinaciones que incluyan la acción sísmica se podrán usar valores de las tensiones admisibles un 50% superiores a los usados en la combinación fundamental de carga gravitatoria.

C.3.5. Métodos de cálculo

En general, el modelo representativo de la rigidez de los edificios debería incluir no sólo pilares y vigas, sino también la totalidad del forjado y otros elementos estructurales como escaleras y muros y, en su caso, cerramientos y particiones.
El método simplificado puede servir para estimar, de forma aproximada, los valores de la acción sísmica para cualquier tipo de edificio.
El producto de la aceleración de cálculo, a_c (apartado 2.2), por el valor del espectro, $\alpha(T_F)$ (apartado 2.3), por el coeficiente de respuesta β (apartado 3.7.3.1) y por la masa total del edificio, incluyendo la correspondiente a las acciones concomitantes (apartado 3.2), representa una buena estimación de la fuerza sísmica total horizontal. Como aproximación segura, y en ausencia de datos del terreno, se puede tomar 2,5 como valor del espectro. Cara a la evaluación de solicitaciones locales en edificios, en la mayoría de los casos resulta suficientemente aproximado repartir la acción sísmica total disponiéndola en cada punto de cada planta del edificio en proporción a su masa y a su altura, teniendo en cuenta además las excentricidades y las cautelas al respecto de los apartados 3.2 y 3.7.5.

C.3.5.1. *Condiciones para aplicar el método simplificado de cálculo*

Aunque desde el punto de vista de número de plantas pudiera considerarse en esta categoría, no se incluyen los edificios como naves, polideportivos, etc.
Un edificio de planta rectangular puede considerarse regular si la relación entre los lados es mayor de 0,3, los salientes y entrantes en planta no son mayores del 10% del lado paralelo al mismo y menores de 2 m (Figura C.3.1). Asimismo, un edificio puede considerarse regular en alzado cuando se cumplan las condiciones de la figura C.3.2.
La regularidad de rigideces no es sólo la correspondiente a la estructura; la desaparición de tabiques, particiones o cerramientos en una planta puede suponer un cambio brusco de rigidez para el edificio.
En edificios cuyas plantas poseen dos ejes de simetría, el centro de torsión coincide con el centro de masas.
En general, puede ser suficiente analizar por el método simplificado los edificios ordinarios de pisos de importancia normal de hasta cuatro plantas en total, aunque no cumplan todas las condiciones de regularidad y continuidad del articulado.

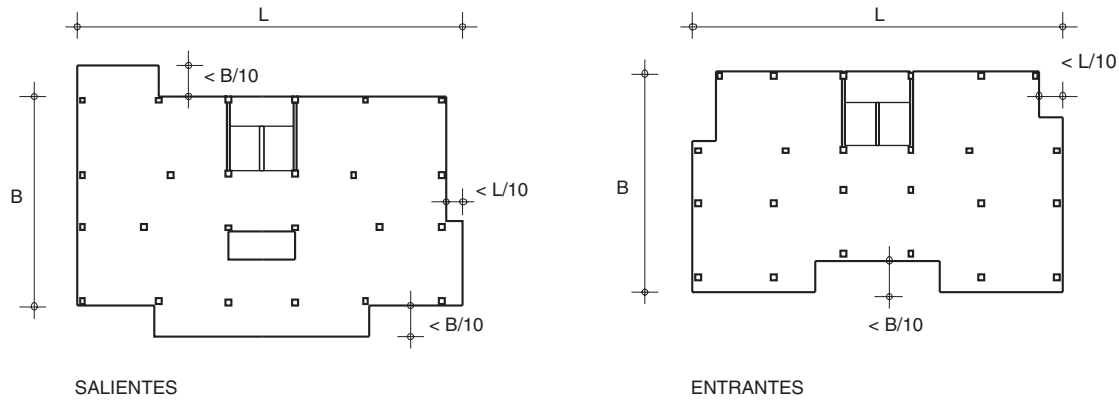


Figura C.3.1. Estructuras regulares en planta

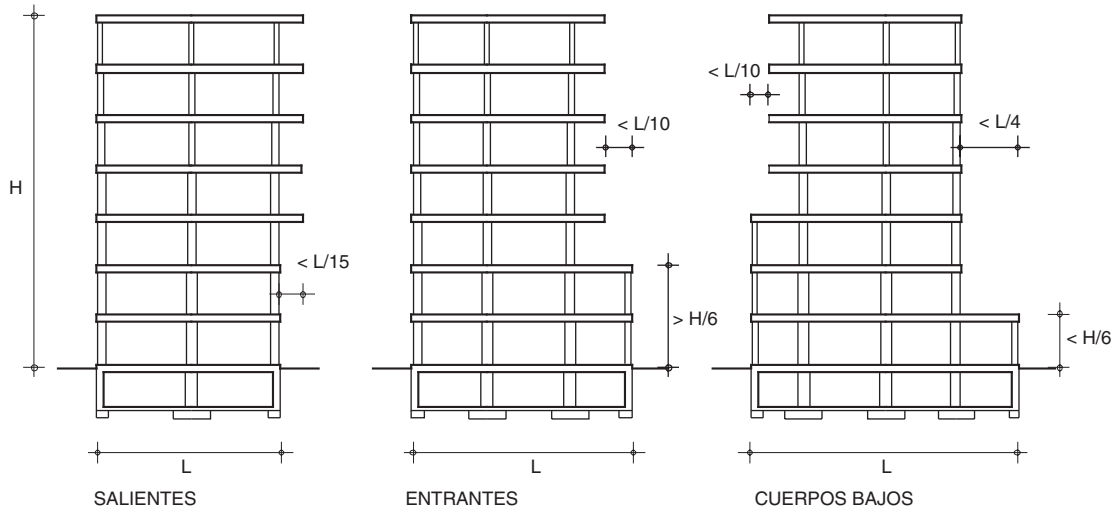


Figura C.3.2. Estructuras regulares en alzado

C.3.6. Procedimientos generales de cálculo

C.3.6.1. *Estudio dinámico*

Corresponde al proyectista la justificación de los diagramas tensión-deformación de los materiales a utilizar en el análisis, tanto si es un modelo lineal, como si se emplean coeficientes de ductilidad o se utilizan leyes de histéresis.
Como acelerogramas reales significativos se pueden considerar aquellos que corresponden a terremotos de la misma magnitud que el de cálculo, de similar mecanismo focal, con epicentro situado a distancias parecidas y registrados en condiciones de cimentación análogas.
En general no es factible encontrar acelerogramas reales cuyos espectros se ajusten completamente al de cálculo; de ahí que se exija un cálculo con un conjunto de al menos cinco acelerogramas. Éstos deberán elegirse de forma que la media de sus ordenadas, supere en el rango de períodos de interés el 90% de las ordenadas del espectro de respuesta de cálculo. Asimismo, el espectro medio suavizado, debe ser, en el rango de períodos de interés, superior al de cálculo.
Para pasar de valores medios a valores característicos bastará con multiplicar los primeros por un factor 1,35.
Como acelerogramas artificiales deben escogerse los que ofrezcan el mismo grado de cobertura que los reales, lo que se supone se cumple si el espectro de respuesta verifica que para todos los valores del período supera el 90% de la ordenada del espectro definido en esta Norma y el espectro suavizado es igual o superior al mismo.
Los acelerogramas sintéticos se generan a partir del espectro de respuesta elástica del artículo 2.3, utilizando series aleatorias diferentes de cada historia temporal (habitualmente, el desfase de cada componente frecuencial). Se recomienda un mínimo de 200 líneas de frecuencia en el ajuste del espectro (en el rango de períodos de interés) y la utilización de funciones de modulación de amplitud en el tiempo sancionadas por la práctica.
Es conveniente comprobar la compatibilidad del espectro en frecuencias distintas a las utilizadas en la generación del acelerograma, incrementando el número de frecuencias utilizadas en el ajuste si fuera necesario.
La duración representativa del acelerograma depende del tipo de análisis a realizar.
Cuando se vaya a realizar un análisis no lineal, además de las condiciones anteriores, se deberá justificar que el contenido de energía en los períodos de interés es adecuadamente representativo.

C.3.6.2. *Análisis mediante espectros de respuesta*

En general el análisis mediante espectros de respuesta se realiza en régimen elástico lineal equivalente.

C.3.6.2.1. Modelo de estructura

Analizar la estructura con dos modelos ortogonales planos independientes significa la consideración de dos hipótesis sísmicas diferentes.
Si el edificio posee una planta diáfana, que generalmente recibe la denominación de planta «débil», en ella se concentran las solicitaciones sísmicas de manera difícilmente calculable, por lo que es aconsejable una mayor prudencia y seguridad en el dimensionado, sobre todo de los soportes.

C.3.6.2.2. Desplazamientos modales máximos

Los espectros de respuesta horizontal y vertical representan, respectivamente, la acción sísmica en cada una de las direcciones ortogonales en planta y en la dirección vertical.
La homogeneidad dimensional obliga a que para la obtención de los desplazamientos modales en metros, la aceleración sísmica de cálculo se exprese en m/s^2.

El desplazamiento máximo equivalente corresponde al calculado para régimen elástico mediante la reducción de deformaciones y esfuerzos μ veces, siendo μ el coeficiente de comportamiento por ductilidad de la construcción. Consecuentemente, para calcular el desplazamiento máximo para cada modo y planta se habrá de multiplicar el desplazamiento máximo equivalente por el mismo factor μ.
El coeficiente μ tiene en cuenta la capacidad para disipar energía mediante deformaciones cíclicas en el dominio postelástico, es decir, la capacidad para soportar deformaciones plásticas. Su valor dependerá, por tanto, de la regularidad y del sistema estructural de la construcción. Un material por sí mismo no garantiza ductilidad, aspecto que procede prioritariamente de la disposición estructural y en menor grado de la composición de las secciones.
Para edificios de pisos pueden utilizarse los valores de ν y μ que se indican para el modelo simplificado en el apartado 3.7.3.1. Debe tenerse en cuenta que el coeficiente de comportamiento por ductilidad, μ, puede ser diferente según la dirección que se considere.
Para valores elevados del coeficiente de comportamiento por ductilidad, μ, es esencial comprobar que las deformaciones correspondientes son admisibles para la estructura, elementos secundarios y juntas con estructuras contiguas.
Si la estructura resistente a esfuerzos horizontales está formada por elementos de diferente ductilidad debe adoptarse un valor prudente del coeficiente de ductilidad μ, con el objeto de garantizar la compatibilidad de los movimientos.

C.3.6.2.3. Modos de vibración

C.3.6.2.3.1. Número mínimo de modos a considerar

Pueden considerarse modos con contribución significativa aquellos para los que la suma de las masas efectivas de los r primeros modos considerados, sea superior al 90% de la masa movilizada en el movimiento sísmico. Dicha condición puede expresarse matricialmente como:

$$\sum_{i=1}^{r} \tau_i^2 \Phi_i^T M \Phi_i \geqslant 0{,}90 J^T M J$$

siendo r el número de modos que se deben superponer y donde:

- τ_i Coeficiente de participación del modo i, $\tau_i = \Phi_i^T MJ / \Phi_i^T M \Phi_i$
- Φ_i Vector de coeficientes de forma del modo i.
- M Matriz de masa del sistema.
- J Vector de influencia, cuyos componentes son los desplazamientos de sólido rígido experimentados por los grados de libertad de la estructura cuando la base sufre un desplazamiento unidad en la dirección del sismo.

En el caso de que se consideren las masas concentradas en las plantas y un grado de libertad por planta, la expresión anterior puede ponerse de la forma:

$$\sum_{i=1}^{r} \frac{\left(\sum_{k=1}^{n} m_k \Phi_{ik} \right)^2}{\sum_{k=1}^{n} m_k \Phi_{ik}^2} \geqslant 0{,}90 \sum_{k=1}^{n} m_k$$

siendo:

- m_k Masa de la planta k.
- n Número de plantas.
- Φ_{ik} Coeficiente de forma correspondiente a la planta k en el modo i.

La expresión anterior es equivalente a:

$$\sum_{i=1}^{r} \left(\sum_{k=1}^{n} m_k \eta_{ik} \right) \geqslant 0{,}90 \sum_{k=1}^{n} m_k$$

donde η_{ik} tiene el significado indicado en el apartado 3.7.3.

C.3.6.2.3.2. Cálculo de las características modales de la construcción

C.3.6.2.4. Combinación de los resultados obtenidos para los diferentes modos

La regla de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados presenta una aproximación razonable cuando los distintos modos no pueden acoplarse por tener períodos muy diferentes.
Las reglas establecidas en el articulado son una simplificación de la expresión general:

$$S = \sqrt{\sum_{i=1}^{r} \sum_{j=1}^{r} S_i S_j \pi_{ij}}$$

donde r es el número de modos y

$$\pi_{ij} \equiv \pi_{ji} = \frac{8 \left(\frac{\Omega}{100} \right)^2 (1+f) f^{3/2}}{(1-f^2)^2 + 4 \left(\frac{\Omega}{100} \right)^2 f (1+f)^2}$$

$$f = \frac{T_i}{T_i}$$

siendo Ω el amortiguamiento en % del crítico y T_i y T_j los períodos propios de los modos considerados.

C.3.6.2.5. Cálculo de las solicitaciones

Para la obtención del centro de rotación en edificios, deben establecerse dos hipótesis de traslación, en direcciones diferentes, y obtener en cada una la resultante de las solicitaciones que se oponen a dicho desplazamiento, resultante a su vez de los

esfuerzos cortantes que aparecen en cada soporte, dependientes tanto de la rigidez del propio soporte, como de las vigas y forjados unidos a él.
En el artículo 3.8 se establece un criterio para poder considerar despreciables los efectos de segundo orden.

C.3.7. Método simplificado de cálculo para los casos más usuales de edificación

Este método intenta obtener directamente, de manera simplificada, las mismas fuerzas que resultarán de la aplicación del método general modal del apartado anterior.

C.3.7.1. *Modelo de la estructura*

La existencia de un muro perimetral de sótano que garantice a la estructura un comportamiento rígido, permite considerar como estructura oscilante la que existe a partir del forjado de nivel más alto que se enlaza con el muro.

C.3.7.2. *Modos de vibración*

C.3.7.2.1. Número de modos a considerar

El presente apartado es una particularización del 3.6.2.3.1. Los modos se corresponden con la figura 3.1 del citado apartado.
La consideración del segundo y del tercer modo cambia sólo ligeramente las solicitaciones de las plantas bajas de los edificios; pero, en cambio, puede modificar hasta un 50% las solicitaciones provenientes del análisis del primer modo en plantas altas.

C.3.7.2.2. Cálculo del período fundamental de los edificios

Las fórmulas empíricas propuestas por el articulado representan una aproximación simple para una estimación aproximada del período fundamental, de acuerdo con los datos existentes.
Hay que tener en cuenta que no es preciso una estimación afinada cuando el período del modo de vibración considerado es inferior a T_B, ya que en el método simplificado la ordenada espectral de cálculo es independiente del mismo. En la práctica, este valor cubre la mayor parte de las construcciones de muros de fábrica y gran número de las restantes edificaciones.

C.3.7.3. *Cálculo de las fuerzas sísmicas*

Los valores de las fuerzas sísmicas se obtienen, de acuerdo con el articulado, como una fracción de las cargas directas que gravitan sobre la planta; no debe aplicarse, pues, a la compresión transmitida por los soportes, que incluye las cargas de las plantas superiores.
El coeficiente sísmico s_{ik} es un factor adimensional que se aplica a los pesos para la obtención de fuerza sísmica estática equivalente. El factor aceleración contenido en dicho coeficiente está, por tanto, normalizado a la aceleración de la gravedad, resultando el valor numérico adimensional del cociente a_c/g entre la aceleración sísmica de cálculo y la aceleración de la gravedad.
Los factores que integran el coeficiente sísmico son:

— La aceleración sísmica de cálculo, que caracteriza la sismicidad en el emplazamiento y la importancia de la construcción.
— El coeficiente α_i, que caracteriza el movimiento provocado por el sismo en el oscilador simple equivalente. Su valor se identifica con la ordenada del espectro de respuesta elástico prolongando su meseta hasta el periodo $T = 0$ (Figura 3.3).

La razón de esto último estriba en que para edificios de período muy bajo ($T < T_A$) las posibles lesiones aumentarán el período y consecuentemente la ordenada espectral de cálculo. La meseta espectral constituye en este rango de periodos y desde el punto de vista de la seguridad, la referencia estable para el cálculo. Por otro lado, se elimina también la necesidad de considerar la interacción suelo-estructura en los edificios rígidos sobre suelos blandos, debido al aumento del período propio del conjunto terreno-estructura.
El factor α_i caracteriza, pues —en términos relativos— el movimiento provocado por el sismo en la estructura, incluido el efecto del terreno bajo la cimentación.
El coeficiente de respuesta β modifica el movimiento inducido en la estructura según las condiciones de amortiguamiento y ductilidad de la misma, reduciéndolas para su análisis a un término lineal equivalente.
El factor η caracteriza mecánicamente la respuesta de cada planta, de acuerdo con la distribución de las masas en el sistema estructural.
Para construcciones de gran capacidad disipativa en el dominio postelástico y bajo período, inferior a T_A, los valores de las fuerzas sísmicas resultantes pueden ser ligeramente inferiores a los reales (que se deducen considerando una aceleración espectral igual a la característica del terreno para $T = 0$).

C.3.7.3.1. Coeficiente de respuesta β

El coeficiente β depende del amortiguamiento (factor ν) y del coeficiente de comportamiento por ductilidad μ de la estructura. El coeficiente de comportamiento por ductilidad μ reduce la acción sísmica a efectos de cálculo, de forma que los resultados del análisis en régimen elástico lineal sean equivalentes al comportamiento no lineal de la estructura frente a la acción sísmica no minorada ($\mu = 1$). Debe tenerse en cuenta que la acción real corresponde siempre a ductilidad unidad, y su disminución es un artificio que facilita el cálculo aproximado de los esfuerzos en la estructura. Cualquiera que sea el tipo estructural, la adopción de valores de μ mayores de la unidad supone necesariamente la incursión en el rango plástico de la estructura y, caso de no producirse ésta, el valor del coeficiente μ debe ser la unidad.

Un comportamiento dúctil adecuado deberá permitir la disipación de buena parte de la energía que el sismo aporta a la estructura por medio de un gran número de mecanismos de histéresis estables y bien distribuidos por toda ella. Además, los modos de fallo a flexión deben preceder a los modos de fallo a cortante. De esta manera se puede evitar que se produzca el colapso progresivo de la estructura al fallar alguno de los elementos.
En general el acero proporciona mayor ductilidad que el hormigón y éste más que el ladrillo o la piedra. Por lo que respecta al tipo estructural, la ductilidad es mayor en las estructuras desplazables como pórticos, que en las de muros o en las trianguladas, pero siempre que en los puntos críticos —los nudos— exista la suficiente capacidad de permitir importantes deformaciones a solicitación constante.
Es importante garantizar que el agotamiento se produce antes en la viga que en el soporte, ya que la ductilidad o capacidad de disipación de energía se produce mejor en las secciones flectadas que en las que están simultáneamente comprimidas. Además, de esta manera, se evita el aplastamiento de los pilares y el apilamiento de los forjados.
Se denominan pantallas acopladas a las que, perteneciendo a un mismo plano, están unidas a nivel de cada piso por un patrón regular de vigas cortas dúctiles capaces de reducir al menos del orden del 25% la suma de los momentos flectores de cada una de las pantallas trabajando por separado.
Se considera que una viga es de canto cuando su descuelgue por debajo del plano inferior de la losa o forjado es mayor que la profundidad de la cabeza comprimida (figuras 4.4 y 4.5).
La disipación de energía es mínima en los movimientos verticales, de ahí que se deba adoptar el valor $\mu = 1$.
A continuación se indican algunos tipos constructivos más comunes en España y sus valores máximos del coeficiente de comportamiento por ductilidad μ. Para poder utilizar valores de $\mu \geqslant 2$ deben cumplirse además las prescripciones del capítulo 4 que les correspondan.

a) Edificios de muros de carga de fábrica de ladrillo o de bloques de hormigón, con forjados de viguetas sueltas de acero o madera: $\mu = 1$.
b) Edificios de muros de carga de fábrica de ladrillo o de bloques, con forjados monolíticos unidereccionales con losa superior de hormigón armada: $\mu = 1$.
c) Edificios de muros de carga de hormigón armado, con forjados de losas macizas o aligeradas: $\mu = 1$.
d) Naves de polideportivos, supermercados, pabellones de ferias, estaciones, terminales, industrias, etc., con soportes metálicos y cubierta de estructura metálica.

— Soportes arriostrados en cruz y cubiertas de cerchas apoyadas: $\mu = 1$.
— Sistemas asimilables a péndulo invertido: $\mu = 2$.
— Soportes y vigas formando pórticos:

• con pantallas: $\mu = 3$.
• con nudos rígidos dúctiles: $\mu = 4$.

e) Edificios de pisos con soportes y vigas de acero en las dos direcciones, con nudos rígido, losas de hormigón.

— Con triangulaciones en diagonal: $\mu = 2$.
— Con triangulaciones (cruz de S. Andrés): $\mu = 3$.
— Sin triangulaciones y con nudos dúctiles rígidos: $\mu = 4$.

f) Edificios de pisos con soportes de metálicos y forjados de losa maciza, alveolada (reticular) o unidireccional con vigas planas, con o sin arriostramiento: $\mu = 2$.
g) Edificios de pisos con soportes de hormigón y forjado unidireccional sobre vigas de canto:

— En la dirección del forjado: $\mu = 2$.
— En la dirección de las vigas: $\mu = 3$ ó 4.

h) Edificios de pisos con nudos rígidos, con soportes de hormigón, vigas de canto en las dos direcciones y losas de hormigón apoyadas en sus cuatro bordes en las vigas, con pantallas o sin pantallas: $\mu = 3$ o 4.
i) Edificios de pisos con soportes de hormigón y forjados de losa maciza, alveolada (reticular) o unidireccional con vigas planas, con o sin pantallas: $\mu = 2$.
j) Estructuras asimilables a péndulo invertido, como por ejemplo naves industriales, polideportivos, estaciones, pabellones, supermercados, marquesinas, etc., con soportes empotrados dúctilmente en la base: $\mu = 2$.

Si la estructura resistente está formada por pórticos —tanto si poseen o no el complemento de pantallas o núcleos rígidos—, para poder considerarla como de ductilidad alta o muy alta se debe cumplir que el forjado no sea plano, en particular que no esté formado por losas o forjados reticulados o unidireccionales de canto constante, sino que posea vigas de descuelgue. Se hace notar que si hay vigas en una dirección y forjado o losa en la otra, la estructura podrá ser considerada de alta o muy alta ductilidad en la dirección de las vigas, pero la de forjado deberá analizarse necesariamente como de ductilidad baja. Alternativamente, podrá considerarse de alta o muy alta ductilidad en todas las direcciones, si en la del forjado se disponen algunas vigas de descuelgue, pero adoptando, como elementos de la estructura resistentes a la acción del sismo, sólo las vigas de ese tipo y los soportes a los que acometen.

C.3.7.3.2. Factor de distribución η

El factor de distribución, η, se determinará de acuerdo con las prioridades establecidas en el apartado 3.6.2.3.2. No obstante, cuando se aplique el método simplificado podrá utilizarse la fórmula del articulado.
Para edificios de hasta ocho plantas de altura y masas iguales puede tomarse para el primer modo el valor del factor de distribución η_{ik} indicado en la tabla C 3.1:

TABLA C 3.1

Factor de distribución para el primer modo en edificios de hasta 8 plantas iguales

Núm. total de plantas	1	2	3	4	5	6	7	8
Planta 8								1,3
7							1,2	1,2
6						1,2	1,2	1,1
5					1,2	1,2	1,1	1,0
4				1,2	1,2	1,1	1,0	0,9
3			1,2	1,1	1,0	0,9	0,8	0,7
2		1,2	1,0	0,8	0,8	0,6	0,5	0,5
1	1,0	0,8	0,6	0,5	0,4	0,3	0,3	0,2

C.3.7.3.3. Desplazamientos

Dado que el cálculo se realiza reduciendo la fuerza sísmica por el valor de μ, las deformaciones obtenidas se multiplican de nuevo por el mismo valor μ para obtener los máximos desplazamientos esperados debidos al sismo.
El desplazamiento lineal equivalente, u_e, es el desplazamiento producido por las fuerzas equivalentes para un comportamiento lineal de la estructura.
Para edificios de hasta 10 plantas, el desplazamiento lateral máximo, u, en centímetros puede obtenerse mediante la expresión dada en el apartado 4.2.5.
Cuando proceda, deberán considerarse los desplazamientos debidos a la torsión del edificio.

C.3.7.4. ***Sistema de fuerzas estáticas equivalentes***

En los edificios de menos de ocho plantas, en los que puede considerarse un sólo modo de vibración, el sistema de fuerzas equivalentes es directamente el de las fuerzas sísmicas correspondientes a ese primer modo.
El procedimiento propuesto en el articulado equivale a analizar la estructura con las fuerzas sísmicas de cada modo de oscilación y adoptar para cada una de las componentes de la solicitación la regla general de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados definida en 3.6.2.4. La tabla C 3.2 ilustra dicho procedimiento.

TABLA C 3.2

Solicitaciones derivadas de la combinación de modos

Modo 1		Modo *r*		Combinación de *r* modos	
Fuerza sísmica	Cortante de planta	Fuerza sísmica	Cortante de planta	Cortante de planta	Fuerzas equivalentes
F_{1n}	$V_{1n} = F_{1n}$	F_{rn}	$V_{rn} = F_{rn}$	$V_n = \sqrt{V_{1n}^2 + \cdots + V_{rn}^2}$	$F_n = V_n$
F_{1k}	$V_{1k} = V_{1(k+1)} + F_{1k}$	F_{rk}	$V_{rk} = V_{r(k+1)} + F_{rk}$	$V_k = \sqrt{V_{1k}^2 + \cdots + V_{rk}^2}$	$F_k = V_k - V_{k+1}$
F_{11}	$V_{11} = V_{12} + F_{11}$	F_{r1}	$V_{r1} = V_{r2} + F_{r1}$	$V_1 = \sqrt{V_{11}^2 + \cdots + V_{r1}^2}$	$F_1 = V_1 - V_2$

C.3.7.5. ***Consideración de los efectos de rotación***

El método simplificado que propone el articulado para edificios simétricos supone mayorar con un coeficiente $\gamma_a = 1{,}3$ los pórticos extremos, con $\gamma_a = 1{,}0$ el pórtico central si lo hubiere, y con valores intermedios los restantes. Consecuentemente cuando la mayor parte de la rigidez se concentre en las proximidades del centro de torsión (caso, por ejemplo, de un sólo núcleo de ascensores y escaleras en el centro del edificio) este método simplificado no es válido, requiriéndose en estos casos un estudio especial a torsión. Igualmente hay que hacer este estudio en edificios de pisos de hasta cuatro plantas que no cumplan los requisitos de regularidad del apartado 3.5.1 y se hayan analizado utilizando este método simplificado.

Por el contrario, cuando la mayor parte de la rigidez se concentre en elementos estructurales alejados del centro de torsión, la aplicación de este método simplificado conduce generalmente a un sobredimensionado.

C.3.8. Efectos de segundo orden

La fórmula del articulado representa la condición de que los momentos inducidos por la compresión sean inferiores al 10% de los de primer orden provenientes de la acción sísmica horizontal.

C.3.9. Muros de contención

Los sobreempujes dinámicos en los muros se podrán calcular por cualquier método sancionado por la práctica. Para los casos en que no haya riesgo de licuación puede utilizarse el método de Mononobe-Okabe.

CAPÍTULO IV

REGLAS DE DISEÑO Y PRESCRIPCIONES CONSTRUCTIVAS EN EDIFICACIONES

4.1. Introducción

En este capítulo se recogen una serie de reglas de diseño y prescripciones constructivas que han de cumplirse en todas las construcciones a las que sea aplicable esta Norma.

Algunas de las reglas y prescripciones aquí reflejadas han de aplicarse en función de los coeficientes de comportamiento por ductilidad, μ, adoptados en el cálculo.

4.2. Reglas de índole general

4.2.1. Forma del edificio

La disposición geométrica en planta será tan simétrica y regular como sea posible, tratando de conseguir en el edificio, en los elementos resistentes, y en los arriostramientos, una composición con dos ejes de simetría ortogonales (Figura 4.1).

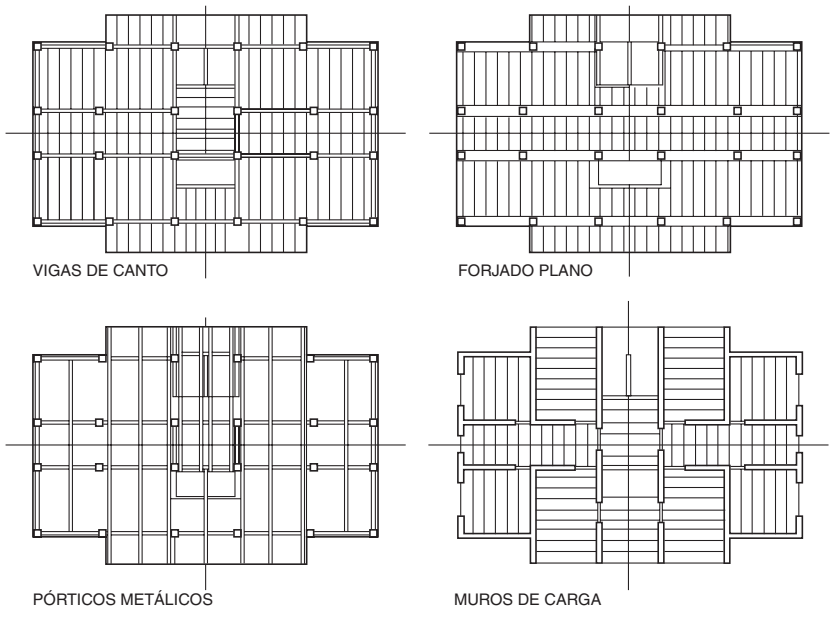


Figura 4.1. Disposiciones con simetría geométrica y mecánica

En edificios asimétricos se pueden conseguir estructuras simétricas separándolas en cuerpos regulares independientes mediante juntas verticales.

Igualmente debe procurarse una disposición geométrica en alzado tan regular como sea posible, evitando las transiciones bruscas de forma o rigidez entre un piso y el siguiente.

4.2.2. Disposición de masas

Cuando $a_c \geqslant 0{,}12g$, con objeto de evitar una concentración excesiva de tensiones, la masa total de una planta no debe exceder en más del 15% la masa de las plantas contiguas, ni en más del 50% la masa media de todas ellas. Además, si en una planta existen zonas que deban soportar cargas que excedan en un 25% a la carga general media, dichas zonas deben situarse en torno al centro de la planta.

4.2.3. Disposición de elementos estructurales

Debe procurarse una distribución uniforme y simétrica de rigideces en planta y una variación gradual de rigideces a lo largo de la altura. Ningún elemento estructural debe cambiar bruscamente de rigidez.

Si existiesen plantas de diferente esbeltez, o diáfanas en edificios con el resto de las plantas muy compartimentadas, debe tenerse en cuenta la diferencia de rigidez entre las plantas.

Si se confía la resistencia de los esfuerzos horizontales a elementos de gran rigidez como pantallas, muros, triangulaciones, etc., éstos deben colocarse al menos en dos direcciones, a ser posible ortogonales, en posición simétrica y preferiblemente en el perímetro exterior de la planta. En el caso de disponer los elementos de gran rigidez en forma de núcleo, es prioritario que éste se sitúe en la planta en una posición centrada.

Cuando $a_c \geqslant 0{,}16g$, los elementos resistentes a sismo serán redundantes, de forma que el fallo de uno de ellos no implique grandes cambios en la posición del centro de rigidez, y por tanto, de la excentricidad de masas (Figura 4.2).

Para evitar efectos de excentricidad en los soportes, la distancia entre los ejes geométricos de las vigas y de los pilares será la menor posible y, en todo caso, no mayor de $b/4$, siendo b el ancho del pilar en la dirección transversal a la directriz de la viga.

Se evitará en lo posible que descansen sobre las vigas elementos resistentes principales de la estructura, tales como otras vigas o soportes. Cuando no pueda evitarse, el modelo de la estructura incluirá en ese nudo un grado de libertad vertical, se contemplarán las acciones sísmicas verticales, y —debido a la fragilidad— se calcularán las solicitaciones de cortante de las vigas que acometan al nudo con un valor del coeficiente de comportamiento por ductilidad $\mu = 1$.

Debe procurarse que la seguridad sismorresistente de los nudos sea superior a la de las piezas, que la de los soportes sea superior a la de las vigas, y en éstas que la seguridad al esfuerzo cortante sea superior a la de momento.

Los elementos no considerados en el modelo de estructura adoptado para el análisis, tendrán la capacidad suficiente para admitir los desplazamientos que se produzcan en ellos.

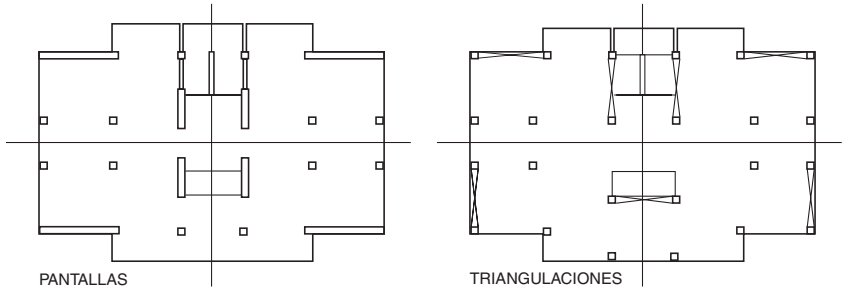


Figura 4.2. Disposiciones de elementos resistentes

4.2.4. Elementos no estructurales

Los elementos no estructurales, como muros de cerramiento, tabiquerías, etc., que puedan desarrollar rigidez y resistencia suficientes para alterar las condiciones en la estructura, se tendrán en cuenta para la confección del modelo de análisis estructural y se comprobarán para las acciones que se deriven del cálculo. Alternativamente, podrán adoptarse soluciones constructivas que garanticen la no participación resistente de estos elementos.

Las vías generales de evacuación, especialmente los núcleos verticales de comunicación como las escaleras, estarán dotadas de resistencia y ductilidad adicional para facilitar su utilización, aún en el caso de sismos importantes.

4.2.5. Juntas entre construcciones

Toda construcción debe estar separada de las colindantes una distancia mínima para mitigar los efectos del choque durante los movimientos sísmicos.

Toda construcción se separará de las lindes edificables de propiedad adyacentes y en toda su altura no menos que el desplazamiento lateral máximo por sismo, u, ni menos de 1,5 cm, a fin de evitar el choque con las estructuras contiguas durante los movimientos sísmicos.

Para edificios de hasta diez plantas, el desplazamiento lateral máximo, u, en centímetros puede obtenerse mediante la expresión:

$$u = 33\ \alpha_1 \cdot (a_c / g) \cdot T_F^2$$

donde α_1, a_c y g son los parámetros definidos en 3.7.3, y T_F es el período del modo fundamental en segundos.

Las juntas entre cuerpos de edificios deben ser preferentemente planos verticales y con una anchura de, al menos, la suma de los desplazamientos laterales máximos, u, de los dos cuerpos.

En las zonas con $a_c \geqslant 0{,}16g$ no deben proyectarse juntas de apoyo en libre dilatación, salvo si se realiza un estudio especial.

No se instalarán conducciones generales atravesando planos de junta, salvo que dispongan de enlaces flexibles adecuados.

4.3. De la cimentación

4.3.1. Criterio general de diseño

Debe evitarse la coexistencia, en una misma unidad estructural, de sistemas de cimentación superficiales y profundos, por ejemplo, de zapatas o losas con los de pozos o pilotes.

La cimentación se debe disponer sobre un terreno de características geotécnicas homogéneas. Si el terreno de apoyo presenta discontinuidades o cambios sustanciales en sus características, se fraccionará el conjunto de la construcción de manera que las partes situadas a uno y otro lado de la discontinuidad constituyan unidades independientes.

Cuando el terreno de cimentación contenga en los primeros 20 m bajo la superficie del terreno, capas o lentejones de arenas sueltas situadas, total o parcialmente, bajo el nivel freático, deberá analizarse la posibilidad de licuación.

Si se concluye que es probable que el terreno licue en el terremoto de cálculo, deberán evitarse las cimentaciones superficiales, a menos que se adopten medidas de mejora del terreno para prevenir la licuación. Análogamente, en las cimentaciones profundas, las puntas de los pilotes deberán llevarse hasta suficiente profundidad bajo las capas licuables, para que pueda desarrollarse en esa parte la necesaria resistencia al hundimiento.

4.3.2. Elementos de atado

Cada uno de los elementos de cimentación que transmita al terreno cargas verticales significativas deberá enlazarse con los elementos contiguos en dos direcciones mediante dis-

positivos de atado situados a nivel de las zapatas, de los encepados de pilotes o equivalentes, capaces de resistir un esfuerzo axial, tanto de tracción como de compresión, igual a la carga sísmica horizontal transmitida en cada apoyo (Figura 4.3).

Cuando $a_c \geqslant 0{,}16g$ los elementos de atado deberán ser vigas de hormigón armado.

Cuando $a_c < 0{,}16g$ podrá considerarse que la solera de hormigón constituye el elemento de atado, siempre que se sitúe a nivel de las zapatas o apoyada en su cara superior, sea continua alrededor del pilar en todas las direcciones, tenga un espesor no menor de 15 cm ni de 1/50 de la luz entre pilares y sea capaz de resistir el esfuerzo prescrito en el primer párrafo de este apartado.

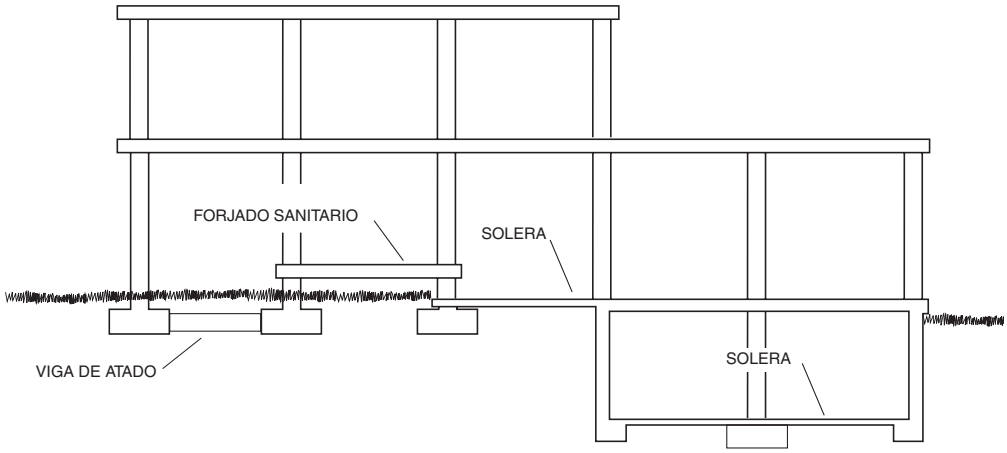


Figura 4.3. Disposición de elementos de atado

4.3.3. Reglas específicas para cimentaciones de pilotes

No se considerará la resistencia de fuste de los pilotes en los tramos de terreno susceptibles de licuar durante el sismo de cálculo, ni en los situados por encima de esos estratos.

Los pilotes deben enlazarse adecuadamente al encepado o al elemento estructural equivalente.

En los pilotes de hormigón armado la armadura longitudinal deberá extenderse desde la cabeza del pilote hasta cuatro diámetros por debajo de la zona crítica más profunda, con un mínimo de 6 metros. Son zonas críticas aquellas en las que se alcanzaría primero su agotamiento estructural durante un terremoto. La armadura longitudinal deberá estar formada por barras de diámetro mayor o igual que 12 mm, en número mínimo de 6 y separadas como máximo 20 cm. La cuantía mínima de acero será el 0,4% de la sección total en los pilotes hormigonados in situ y el 1% en los prefabricados. En los pilotes de hormigón encamisados con chapa, la sección de ésta, descontada la previsión de corrosión, puede sustituir parcialmente (como máximo el 50%) a la armadura longitudinal requerida.

La armadura transversal deberá extenderse en toda la longitud de la armadura longitudinal. Puede estar constituida por cercos o espiral, cuyos diámetros deberán ser mayores o iguales de 6 mm y con una cuantía volumétrica ρ_s y un espaciado s que cumplan las siguientes condiciones:

— En las zonas críticas:

$$\rho_s \geqslant 0{,}8\%$$
$$s \leqslant 10 \text{ cm}$$

— En el resto del pilote:

$$\rho_s \geqslant 0{,}6\%$$
$$s \leqslant 15 \text{ cm}$$

4.4. De las estructuras de muros de fábrica

4.4.1. Criterio general de diseño

Para cumplir los requisitos de índole general (artículo 4.1), deben disponerse muros resistentes en las dos direcciones principales en planta de la manera más uniforme y simétrica posible.

Se evitarán cambios bruscos de rigidez producidos por cambios en los materiales.

Cuando $0{,}08g \leqslant a_c \leqslant 0{,}12g$, la altura máxima de una estructura de muros será de 4 plantas y cada una de ellas de una altura no superior a 20 veces el espesor del muro. No se presentarán cambios de rigidez por causa de variaciones del espesor superiores a medio canto del forjado en el paso de una planta a otra, ni por disposición de huecos muy diversos entre plantas sucesivas. Si $a_c > 0{,}12$ g la altura máxima será de dos plantas.

En cualquier caso, una estructura de muros se considerará una solución «no dúctil», incluso aunque se dispongan los refuerzos que se prescriben en este capítulo.

El espesor mínimo para muros exteriores de una sola hoja será de 14 cm y de 12 cm para los interiores. Además, para una aceleración de cálculo $a_c \geqslant 0{,}12g$, el espesor mínimo de los muros exteriores de una hoja será de 24 cm, si son de ladrillo cerámico, y de 18 cm si están construidos de bloques. Si se trata de muros interiores el espesor mínimo será de 14 cm.

Para el caso de muros exteriores de dos hojas (capuchinos) y si $a_c \geqslant 0{,}12g$, ambas hojas estarán construidas con el mismo material, con un espesor mínimo de cada hoja de 14 cm y el intervalo entre armaduras de atado o anclajes será inferior a 35 cm, en todas las direcciones. Si únicamente es portante una de las dos hojas, su espesor cumplirá las condiciones señaladas anteriormente para los muros exteriores de una sola hoja.

Para los valores de $a_c \geqslant 0{,}08g$, todos los elementos portantes de un mismo edificio se realizarán con la misma solución constructiva.

4.4.2. Huecos, entrepaños y rozas

Cuando $a_c \geqslant 0{,}12g$, los huecos de paso, puertas y ventanas en los muros resistentes estarán distribuidos en planta del modo más regular posible, superponiéndose los correspondientes a las distintas plantas.

La distancia entre los huecos no será menor de 60 cm, ni la existente entre un hueco y una esquina inferior a 80 cm. En caso contrario, los paños que hayan entre ellos no se considerarán resistentes y no se podrán considerar portantes.

En los muros de carga y de arriostramiento sólo se admitirán rozas verticales separadas entre sí por lo menos 2 m y cuya profundidad no excederá de la quinta parte de su espesor. En cualquier caso, el grueso reducido no será inferior a los valores especificados en el apartado anterior.

4.4.3. Enlace de los forjados al muro

La conexión entre los forjados y los muros y el monolitismo entre los diversos elementos que constituyen los forjados están encomendados a la losa superior que prescribe la norma EF-96, o la que la sustituya, con las secciones de armadura y las disposiciones constructivas que allí se especifican. Los forjados se enlazarán a los muros por medio de los encadenados que prescribe la norma NBE-FL-90.

Los forjados de viguetas sueltas, de madera o metálicas, deberán atarse en todo su perímetro a encadenados horizontales situados en su mismo nivel, para solidarizar la entrega y conexión de las viguetas con el muro. El atado de las viguetas que discurran paralelas a la pared se extenderá al menos a las tres viguetas más próximas.

4.4.4. Refuerzos en muros

Cuando $a_c \geqslant 0{,}12g$, en los muros de fábrica debe haber refuerzos verticales y horizontales a distancias menores de 5 m. Además, la diagonal de un paño entre refuerzos debe ser inferior a 40 veces el espesor del muro.

Cuando los refuerzos se realicen en hormigón, la sección transversal tendrá, al menos, 15 cm de altura y la anchura total del muro, reducida esta última, en su caso, en la cantidad mínima que se precise para la continuidad de los paramentos vistos. El armado será, al menos, de 4 ϕ 10 longitudinal más un ϕ 6 cada 25 cm como armadura transversal.

4.5. De las estructuras de hormigón armado

4.5.1. Criterios generales

Los preceptos de esta Norma están formulados en la suposición de que:

— Las secciones extremas de las vigas se plastifican antes que las del soporte, lo que se cumple si el coeficiente de seguridad de cualquier solicitación de todo soporte es siempre superior al de cualquier solicitación de toda viga con la que concurre en un nudo.
— Las secciones extremas de vigas y soportes se agotan antes que se produzca el agotamiento del encuentro, lo que se cumple si el coeficiente de seguridad ante el agotamiento de cualquier biela o anclaje en todo nudo es ligeramente superior a la de cualquier solicitación de las secciones de vigas o soportes que acometen a él.
— Se alcanza la cedencia a flexión en el acero de la armadura longitudinal antes que el agotamiento de la sección por cortante, lo que se cumple si el coeficiente de seguridad a cortante en toda sección es superior al de la misma sección a momento flector. Las piezas cortas, tales como enanos, conviene comprobarlas para el cortante que resulte de considerar en las secciones extremas momentos iguales a la capacidad resistente a flexión que posean y con signo opuesto.
— Las comprobaciones a realizar incluirán las de las piezas, tal como se detalla en los apartados siguientes, y las de los nudos. Cuando el nudo entre el soporte y la viga sea de hormigón, deberá comprobarse la biela en la diagonal del mismo (Figura 4.7).

4.5.2. Vigas de hormigón

4.5.2.1. Reglas generales para vigas

Para poder considerar que la estructura, en la dirección de las vigas, se beneficia de las condiciones de ductilidad alta ($\mu = 3$), deben cumplirse los requisitos siguientes (véase Figura 4.4):

— El descuelgue bajo el forjado es superior a la profundidad de cálculo de la cabeza comprimida en la sección fisurada.
— El ancho del descuelgue, *b*, es al menos 0,20 m.
— En la cara superior y en todo su desarrollo se disponen al menos 2 ϕ 14.
— En la cara superior, la armadura de continuidad en un nudo interior tendrá una sección menor de $b \cdot h/40$, siendo *h* el canto total de la viga.
— En la cara inferior y en todo su desarrollo se disponen al menos 2 ϕ 14 y del 4 ‰.
— En la cara inferior llegará efectivamente anclada al extremo al menos una armadura *A*/3, siendo *A* la cuantía máxima de la armadura superior de tracción de ese mismo extremo.
— Tanto en la cara superior como en la inferior, se dispondrá, en todo su desarrollo, una armadura mínima *A*/4, siendo *A* la cuantía de la máxima armadura negativa entre los dos extremos. La capacidad resistente a cortante de las secciones será un 25% superior a la requerida por el cálculo.
— En las zonas extremas de la viga, en una amplitud de dos cantos a partir de la cara del soporte, se dispondrán cercos de al menos 6 mm de diámetro y con una separación no mayor que:

  • *h*/4.
  • 8 ϕ_L, siendo ϕ_L el diámetro de cualquier armadura longitudinal comprimida.
  • 0,15 m.
  • En el resto de la viga los cercos tendrán una separación máxima de *h*/2.

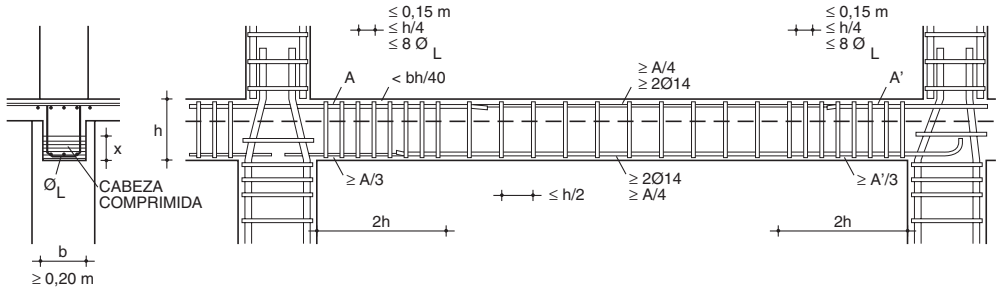


Figura 4.4. Requisitos de vigas para ductilidad alta (μ = 3)

Para poder considerar que la estructura, en la dirección de las vigas, se beneficia de las condiciones de ductilidad muy alta (μ = 4), no debe producirse inversión de momentos, es decir, el caso sísmico no debe provocar en extremos de las vigas momentos de ambos signos, y además de las condiciones para μ = 3 del párrafo anterior, deben cumplirse los requisitos siguientes (véase Figura 4.5):

— El ancho del descuelgue, *b*, será al menos 0,25 m, pero inferior al de cualquiera de los soportes a los que acomete la viga.
— En la cara inferior, llegará efectivamente anclada al extremo sin continuidad al menos una armadura *A*/2, siendo *A* la cuantía de la armadura de tracción de ese mismo extremo.
— Tanto en la cara superior como en la inferior, se dispondrá, en todo su desarrollo una armadura mínima *A*/3, siendo *A* la cuantía de la máxima armadura negativa entre los dos extremos.
— Existirá una armadura de piel longitudinal de al menos 2 ϕ 10, cada 0,25 m de canto.
— En las zonas extremas de la viga, en una amplitud de dos cantos a partir de la cara del soporte, se dispondrán cercos de diámetro de al menos 6 mm y con una separación menor de:
— 6 ϕ_L, siendo ϕ_L el diámetro de cualquier armadura longitudinal comprimida.

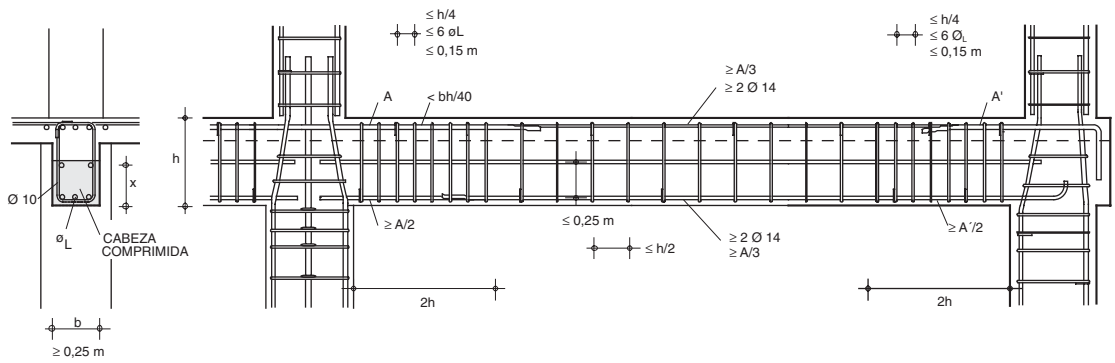


Figura 4.5. Requisitos de vigas para ductilidad muy alta (μ = 4)

Independientemente del valor de μ, cuando la aceleración sísmica de cálculo, a_c, sea igual o superior a 0,16*g*, la armadura longitudinal de las vigas principales será al menos de 2 ϕ 16, y de 0,004*b* · *h*, extendida a todo su desarrollo, y la separación de cercos, en una amplitud de 2*h* desde la cara del soporte, no será superior a 0,10 m (véase Figura 4.6).

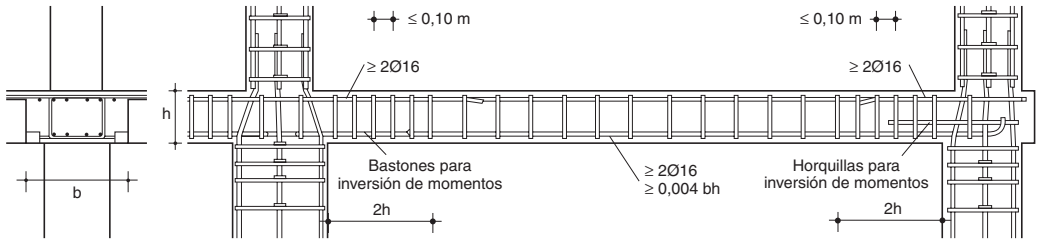


Figura 4.6. Requisitos de vigas para $a_c \geqslant 0{,}16g$

Además, sea cual sea la aceleración sísmica de cálculo o el grado de ductilidad elegido, cuando el nudo entre soporte y viga es de hormigón, deberá comprobarse la biela en la diagonal del mismo (ver Figura 4.7).

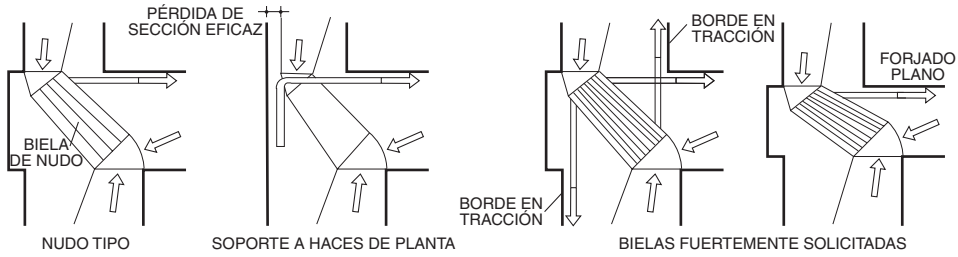


Figura 4.7. Modelo de nudo extremo

4.5.2.2. Condiciones particulares de la armadura superior

En general, con soportes de hormigón, la armadura superior de los nudos extremos de vigas que sea necesaria por solicitación sísmica debe disponerse en su totalidad dentro del soporte (Figura 4.8.a), contando su anclaje desde el comienzo del área pinzada por las bielas de soporte y nudo. El efecto favorable del pinzado entre bielas podrá medirse como una pérdida de tracción por unidad de longitud igual a la tensión de compresión vertical garantizada en dicha zona multiplicada por el diámetro de la armadura. La solución del anclaje de la armadura superior por continuidad tras el soporte, en lazo alrededor de su fuste (Figura 4.8.b), está limitada a una tracción total, entre ambas ramas del lazo, no superior a la compresión vertical garantizada de su interior.

Si en el borde se disponen vigas transversales de canto, la armadura superior podrá disponerse a los lados del soporte en una banda de amplitud no superior a medio canto de la viga, (Figura 4.8.c), contando su anclaje a partir del punto en que se disponga armadura ortogonal, o del quiebro, o de la soldadura del elemento al que se engarza.

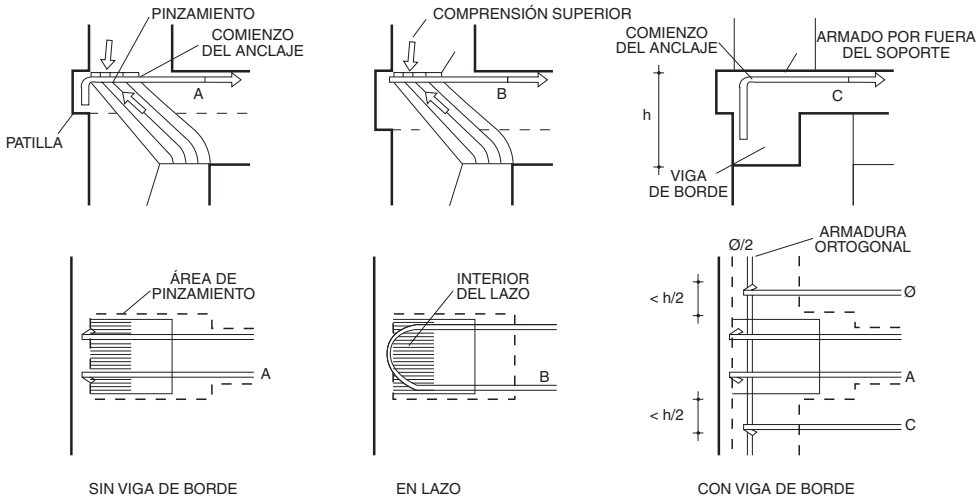


Figura 4.8. Armaduras superiores en nudo extremo con soporte de hormigón

Si el soporte es metálico, con fuste pasante a través del forjado (Figura 4.9), debe comprobarse además que el elemento de engarce de las armaduras, o, en caso de lazo, el propio fuste, permite equilibrar el momento entre ambas piezas. En cualquier caso, debe excluirse la posibilidad de confiar dicho equilibrio a torsiones en el hormigón.

En los nudos extremos de la última planta, sin compresión superior, puede omitirse la comprobación de anclaje cuando la armadura es continua con la del soporte y posee una tracción similar. Si se disponen armaduras independientes para ambas piezas, la longitud de solapo será la de anclaje, con la reducción, en su caso, del efecto de patilla o armadura soldada transversal (Figura 4.10).

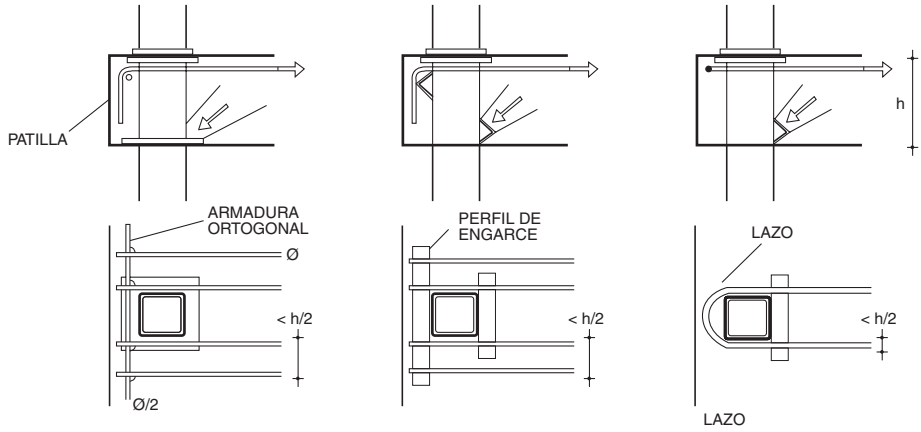


Figura 4.9. Armaduras superiores en nudo extremo con soporte metálico

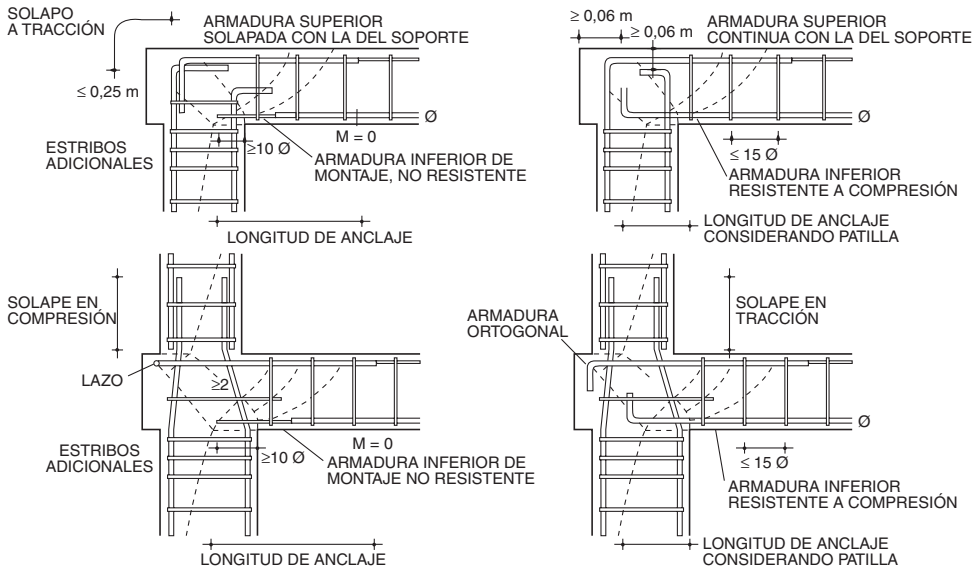


Figura 4.10. Disposición de armaduras en nudo extremo

La armadura superior de continuidad en un nudo interior, que sea necesaria por solicitación sísmica, puede disponerse en una banda de ancho igual al del soporte más medio canto de la viga a cada lado de él (Figura 4.11), siempre que, en una banda perpendicular del mismo ancho, exista armadura ortogonal que posea una sección de al menos una cuarta parte de la anterior. La armadura que pase dentro del soporte podrá contar con el efecto de pinzamiento de la compresión garantizada en los términos descritos anteriormente. La que pase por el exterior del soporte deberá dotarse de toda su longitud de anclaje teórica, en prolongación recta.

4.5.2.3. Condiciones particulares para la armadura inferior

Para tener en cuenta la colaboración a compresión de la armadura inferior de la viga, debe confirmarse que desarrolla suficiente longitud para la compresión que se le atribuye, tras los haces de la cara interior del soporte, pudiendo contar con la mejora que permite el doblado en patilla (consúltense las Figuras 4.4, 4.5 y 4.6).

Si dicha armadura nunca está traccionada, ni se tiene en cuenta a compresión, bastará comprobar que, desde el punto de tracción nula de la viga, se prolonga lo suficiente para anclarse y que, en cualquier caso, penetra al menos 10 ϕ tras la cara interior del soporte.

En un nudo interior, si la armadura penetra en el soporte, puede rematarse en patilla; si el forjado es plano, se puede suponer que la compresión se descarga por punta en la zona que se encuentra comprimida en todas las direcciones.

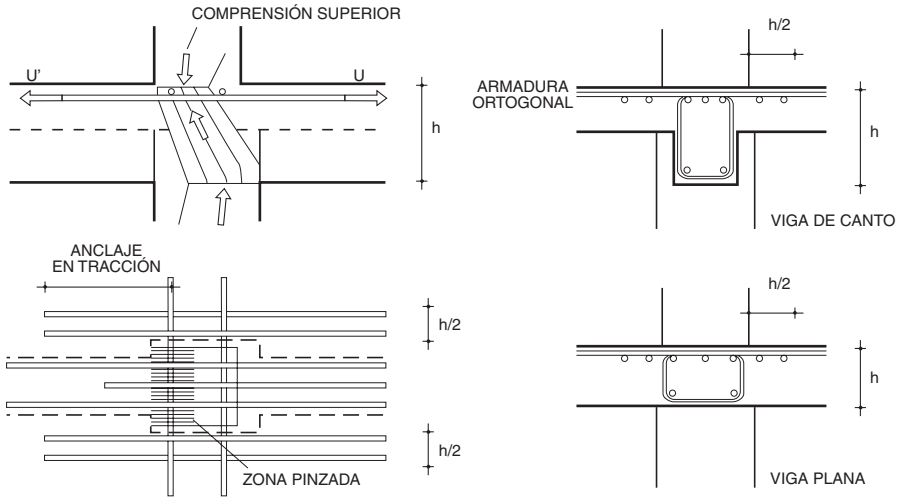


Figura 4.11. Armaduras de continuidad en nudo interior

En un nudo interior, para tener en cuenta a compresión las armaduras dispuestas por fuera del soporte, éstas deberán solaparse la correspondiente longitud de anclaje (ver Figura 4.12).

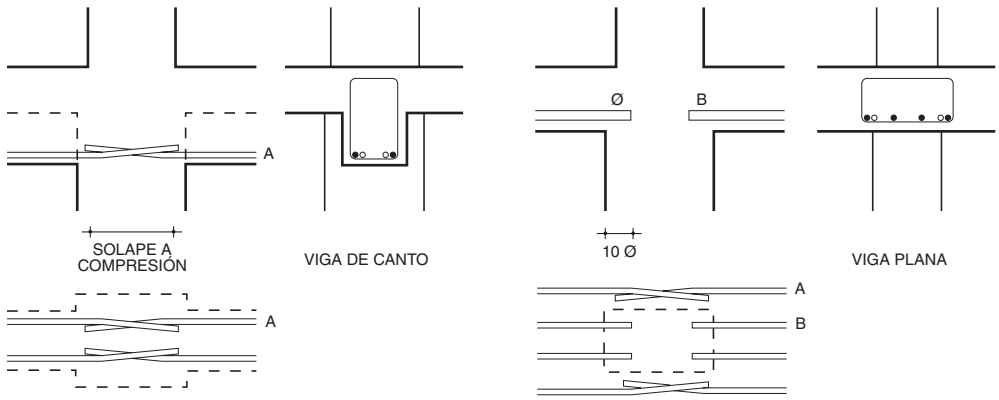


Figura 4.12. Solape de armadura inferiores

4.5.2.4. Condiciones particulares para estribos

En un nudo extremo de viga plana, sólo se podrán tener en cuenta para resistir la solicitación sísmica las ramas verticales de los estribos existentes en la zona definida en la Figura 4.13.

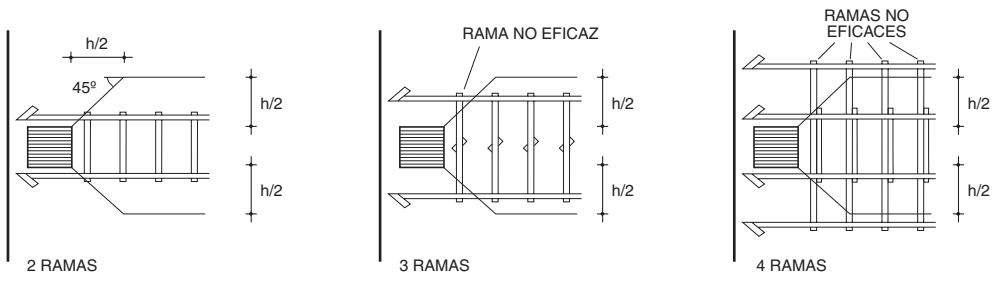


Figura 4.13. Ramas de estribos computables a cortante

Cuando la viga es plana, sobre todo si el soporte es de sección alargada en la dirección de la viga, conviene que el estribado de ésta atraviese el nudo, disponiendo ramas en las proximidades de las caras laterales del soporte.

4.5.2.5. Condiciones particulares en caso de inversión de momentos

Se dice que hay inversión de momentos cuando, debido a la acción horizontal del sismo, el momento en el extremo de la viga cambia de signo y pasa a traccionar la fibra inferior (Figura 4.14).

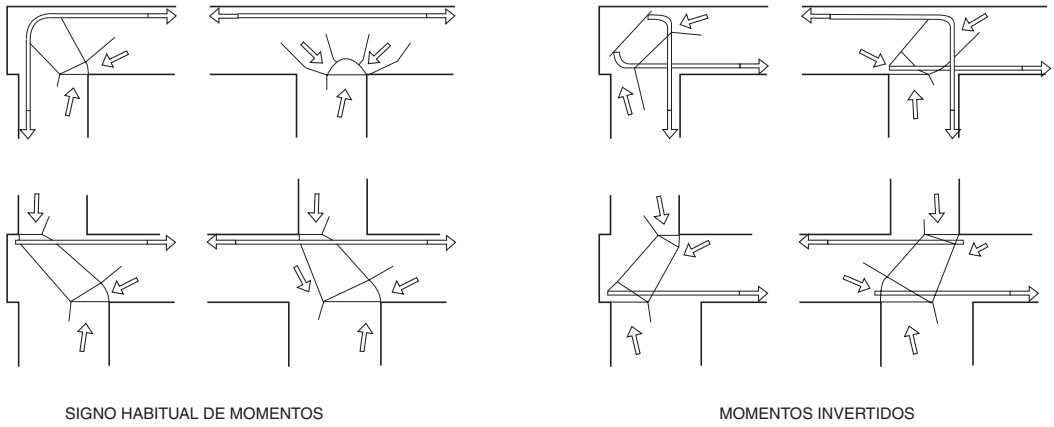


Figura 4.14. Inversión de momentos

Si hay inversión en un nudo extremo, para la armadura inferior rigen las mismas reglas que las indicadas en el epígrafe anterior para la superior.

Si se produce inversión en un nudo interior, ese encuentro, a los efectos de disposición de armaduras inferior y superior y de los estribos, se comporta como dos nudos extremos adosados, salvo por lo que respecta al anclaje de la armadura de las vigas, que en todo caso se resolverá por prolongación recta a partir de la cara opuesta del soporte.

En el caso particular de soportes metálicos, cuando se produce inversión en un nudo extremo, es preciso contar con dispositivos de engarce de armaduras, tanto superior como inferior.

Cuando la inversión afecta al nudo extremo de la última planta, hay que disponer una armadura específica en la diagonal del nudo, o bien anclar las armaduras de viga y soporte para dar cuenta de una biela comprimida en la diagonal opuesta (Figura 4.15).

Si la inversión de momentos es muy fuerte puede producirse, además, inversión de reacción en la viga; si el soporte es metálico, habrá que alterar en ese caso el diseño del dispositivo de engarce para que permita recoger carga en los dos sentidos.

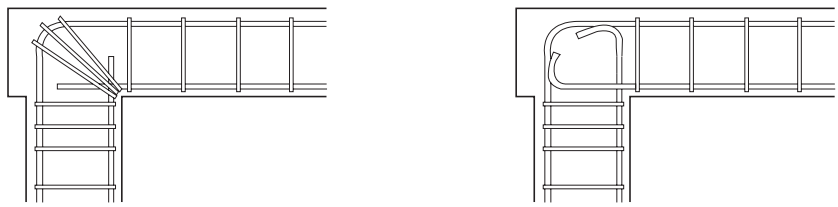


Figura 4.15. Inversión de momentos en nudos extremos de última planta

4.5.3. Soportes

4.5.3.1. Reglas generales de soportes

En soportes de hormigón (Figura 4.16), cuando la aceleración sísmica de cálculo, a_c, sea igual o superior a 0,12*g*:

— La dimensión mínima no será inferior a 0,25 m.
— El armado longitudinal estará constituido por al menos tres barras en cada cara (seis en secciones circulares), con un intervalo no superior a 0,20 m.
— La capacidad resistente a cortante de las secciones será un 25% superior a la requerida por el cálculo.

— En las zonas extremas del soporte, en una amplitud medida a partir del entronque con el forjado o viga de al menos dos cantos, y si la viga es de descuelgue también al paso por el nudo, se dispondrán cercos de diámetro de al menos 6 mm y con un intervalo no mayor que:

  • *c*/3, siendo el canto *c* la dimensión menor del soporte.
  • 0,10 m si la armadura longitudinal es ϕ 12 o ϕ 14, y 0,15 m si es ϕ 16 o mayor.

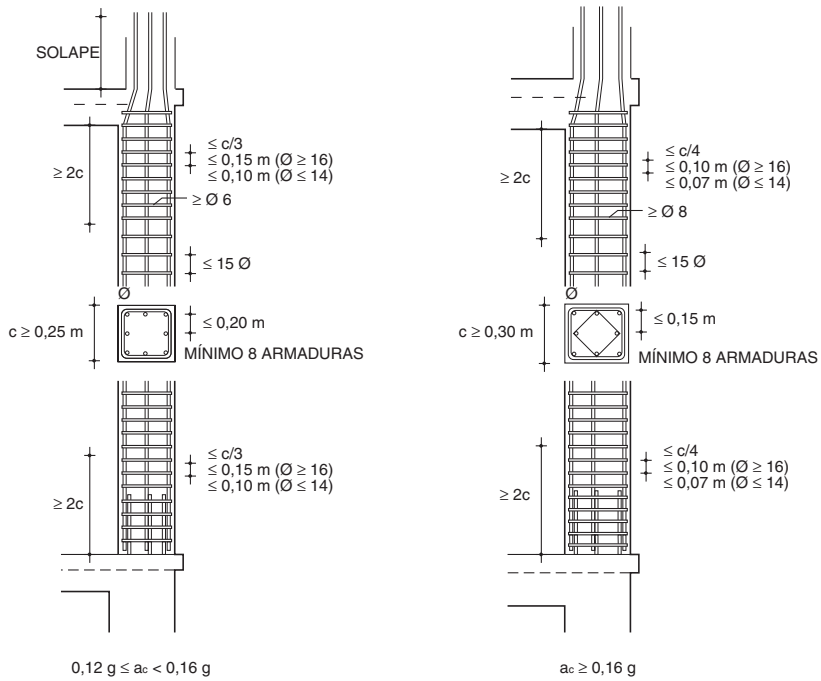


Figura 4.16. Armado de soportes de hormigón

Además, cuando la aceleración sísmica de cálculo a_c sea igual o superior a 0,16*g*:

— La dimensión mínima no será inferior a 0,30 m.
— El intervalo entre barras longitudinales no será superior a 0,15 m.
— La sección de la armadura longitudinal no será inferior al 1% ni superior al 6% de la sección de hormigón.
— En las zonas extremas del soporte, en una amplitud medida a partir del entronque con el forjado o viga de al menos dos cantos, y al paso por el nudo, se dispondrán cercos de diámetro al menos 8 mm y con un intervalo no mayor que:

  • *c*/4, siendo *c* la dimensión menor del soporte.
  • 0,07 m si la armadura longitudinal es ϕ 12 o ϕ 14, y 0,10 m si es ϕ 16 o superior.

Además de las condiciones generales, en todo soporte, sea cual sea la aceleración sísmica de cálculo, deben respetarse las reglas particulares que se detallan a continuación.

4.5.3.2. Condiciones particulares del nudo de arranque

En la base de arranque de los soportes deben disponerse armaduras de espera para transferir correctamente las solicitaciones del fuste al elemento inferior, pozo, zapata, muro, pilote, viga, losa o, en su caso, encepado de grupo de pilotes.

Debido al carácter alternativo de la acción sísmica, las tensiones de los bordes del soporte cambian cíclicamente, oscilando de la compresión máxima a una menor que ella. Si la acción sísmica consigue provocar la aparición de tracciones es imprescindible confiar la tracción al solape entre las armaduras del soporte y las de espera, dando a estas últimas la longitud de entrega acorde con ello y comprobando que pueden vincular suficiente peso para equilibrar la tracción.

Si el elemento de arranque donde se introduce la espera es una zapata, viga, losa, pozo o pilote de sección muy superior a la del pilar, la armadura puede rematarse en patilla, siendo recomendable disponerla hacia fuera si su tensión predominante es de compresión. La parte solapada con el fuste del soporte debe disponerse necesariamente en prolongación recta.

Si el elemento de arranque es un muro o viga, las armaduras de espera dispuestas dentro de ese elemento deben dotarse al menos de estribos transversales a las caras de dicho elemento (Figura 4.17).

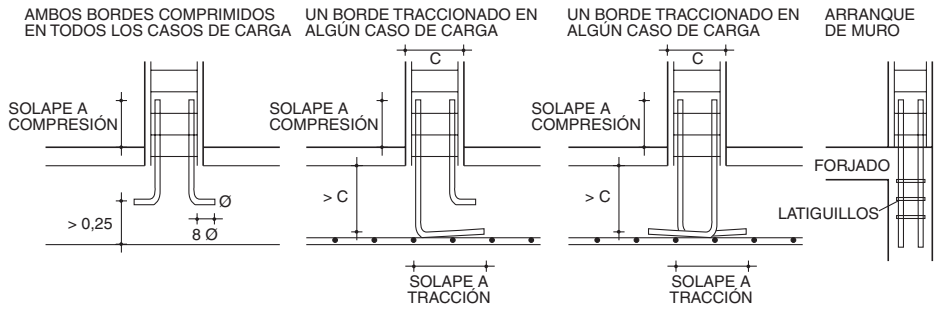


Figura 4.17. Arranque de armaduras de espera de soporte

4.5.3.3. Condiciones particulares en nudos intermedios

En general, la armadura de cada fuste se prolonga en el superior. Como en el caso del arranque, si la acción sísmica provoca la aparición de tracciones en un borde, la longitud de solape de ambos tramos debe permitir la transferencia de dicho esfuerzo, rematando el del inferior en prolongación recta.

En el caso de soporte extremo, para evitar el efecto de expulsión de la armadura comprimida del borde exterior, o el que reviente debido al efecto de transferencia de compresión de la armadura por punta, es recomendable, además de la fijación de la armadura del soporte a los estribos y a las esperas del fuste inferior, disponer la cara del forjado por fuera de los haces del soporte (véase Figura 4.18).

En el caso de soporte extremo, si la armadura de viga que produce el quebranto de la biela se dispone remetida respecto al soporte, éste debe recalcularse tomando como sección efectiva la que resulta de prescindir de la zona situada por fuera de los haces de la misma.

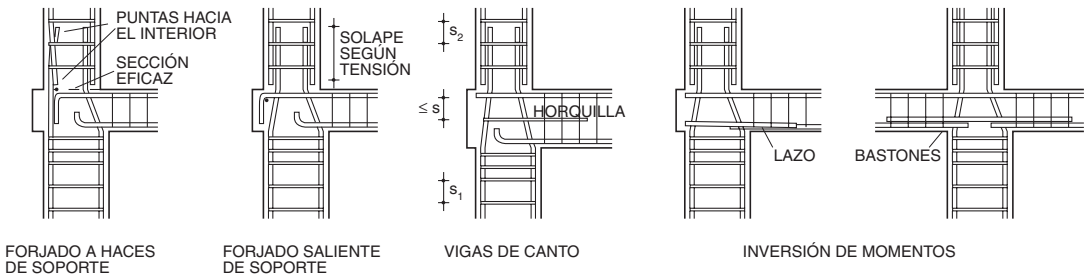


Figura 4.18. Nudos intermedios

En general, con vigas de descuelgue conviene que sean los estribos de soporte los que se dispongan dentro del nudo. En todo caso, los soportes extremos y esquina contarán al paso del nudo con estribos u horquillas, con cadencia no menor de la de cualquiera de los fustes que acometen a él, para producir confinamiento en la dirección perpendicular al borde o bordes libres.

Además de la comprobación de la biela oblicua de nudo, citada en el apartado 4.5.1, por lo que respecta a los soportes, debe comprobarse que su armadura tiene suficiente desarrollo y condiciones de adherencia para dar cuenta del cambio de tensión al paso por el encuentro con la viga, habida cuenta del aspecto dinámico, procedente del cambio cíclico del signo y dirección de la tensión, que los modelos clásicos no tienen expresamente en cuenta.

4.5.3.4. Condiciones particulares del nudo superior

En nudos interiores (Figura 4.19), si ambos bordes del soporte se encuentran comprimidos, en todas las hipótesis de carga consideradas en el cálculo, podrá acudirse a la solución en patilla, siempre que ésta sea hacia el exterior del soporte y a prudente distancia de la cara superior del forjado.

Si, en algún caso de carga, se alcanzan tracciones en uno de los bordes, —y, si eso sucede por acción sísmica, lo será alternativamente en ambos—, resulta preferible conseguir la longitud de anclaje para dicha tracción por doblado hacia adentro y solape con la armadura superior de la planta.

Si la acción sísmica produce inversión de momentos en un nudo superior, debe comprobarse tanto la solución como la longitud de anclaje, y, en particular, la capacidad resistente de la biela que resulta, así como las variantes en la disposición de estribos que el nudo demanda para ello.

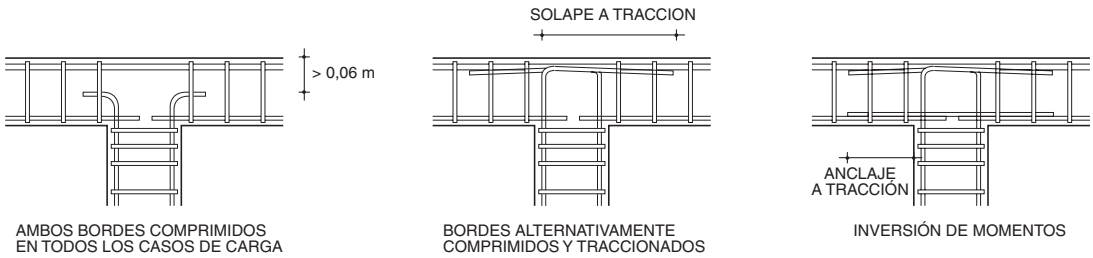


Figura 4.19. Nudos superiores

4.5.4. Forjados

Los puntos en que un forjado unidireccional, bidireccional o losa, acomete perpendicularmente a un soporte extremo, deben tratarse como un nudo extremo de pórtico, siéndole de aplicación las consideraciones ya señaladas para este caso en el apartado de vigas (Figura 4.20).

En particular, las armaduras superiores dispuestas para soportar el momento debido a la acción sísmica en dirección perpendicular al borde de forjado, deberán disponerse en su totalidad sobre nervios o sobre macizados diseñados al efecto.

Los nudos interiores de soporte y losa, soporte y forjado reticular, o de soporte y paño de forjado unidireccional deben considerarse como nudos interiores de un pórtico, siéndoles de aplicación las consideraciones expuestas para ese caso en el apartado de vigas.

Si se produce inversión de momentos en la dirección de viguetas prefabricadas, se dispondrán bastones para garantizar el enlace a tracción inferior de los nervios a las vigas en un ancho de al menos *L*/4 a cada lado del soporte, siendo *L* la luz del tramo.

En los edificios con pantalla de rigidización, cuando la aceleración sísmica de cálculo a_c sea igual o mayor de 0,16*g*, si la acción horizontal se canaliza a través del esfuerzo rasante en el plano de la capa superior del forjado, ésta tendrá como mínimo 0,05 m si hay bovedillas y 0,06 m si no las hay, incrementándose la armadura de reparto en un 50% respecto a lo establecido con carácter general.

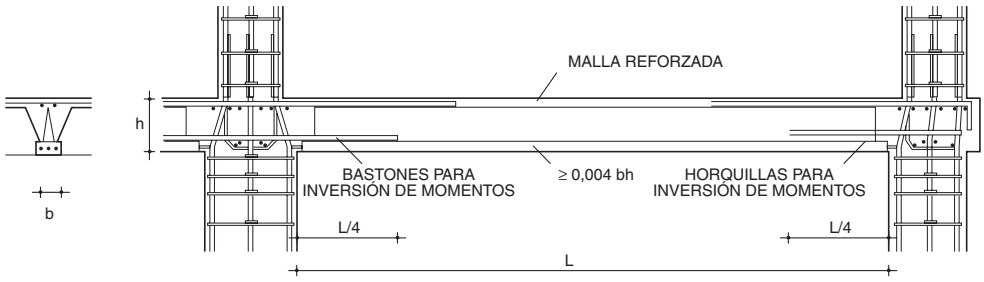


Figura 4.20. Requisitos de forjados para $a_c \geqslant 0{,}16g$

4.5.5. Pantallas de rigidización

Es conveniente que las pantallas que se utilicen como elementos de rigidización y resistencia ante acciones horizontales sean continuas en toda la altura de la construcción, llegando hasta la cimentación sin cambios importantes ni en el ancho, ni en el espesor. Si existen huecos, éstos se alinearán verticalmente.

Cuando la aceleración sísmica de cálculo a_c sea igual o mayor que 0,16g o para poder considerar en la dirección de la pantalla ductilidad alta o muy alta ($\mu = 3$ ó $\mu = 4$), se cumplirá:

— El espesor será al menos 0,15 m y mayor que h/20.
— La armadura base estará formada por dos mallas, con intervalo, entre barras de la malla, no superior a 0,15 m.
— La sección de cada familia de mallas no será inferior al 0,25% ni superior al 4% de la sección de hormigón.
— En la parte baja de los dos bordes de la pantalla se dispondrán cercos como se indica en la figura 4.21.

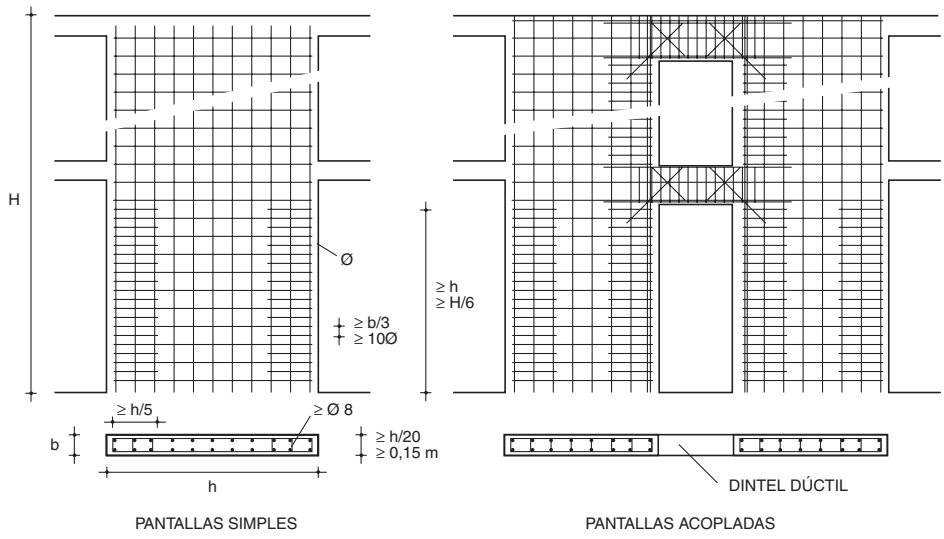


Figura 4.21. Armado de pantallas

4.5.6. Elementos prefabricados

Las estructuras resueltas con piezas que son exclusivamente elementos prefabricados lineales o superficiales, cualquiera que sea el material, se considerarán, en general, como estructuras sin ductilidad, salvo si las uniones están proyectadas especialmente para suministrar suficiente rigidez y ductilidad al encuentro.

Para considerar algún grado de ductilidad en las estructuras de pisos debe garantizarse la ductilidad en los nudos, según los artículos anteriores. Para ello, las zonas más próximas a los extremos de cada elemento estructural estarán armadas y zunchadas, y la superficie de contacto entre el elemento prefabricado y el hormigón dispuesto en obra presentará suficiente rugosidad y estará cosida con armadura a uno y otro lado de dicha superficie.

En el caso de edificios de una planta, para considerar ductilidad $\mu > 1$, debe garantizarse que todos los pilares estén empotrados dúctilmente en la base.

4.6. De las estructuras de acero

4.6.1. Criterios generales

El proyecto de las estructuras metálicas ante acciones sísmicas se puede plantear en el rango lineal, sin hacer uso de ningún mecanismo plástico de disipación, o en el rango no li-

neal. En el primer caso la estructura se considerará sin ductilidad y en el cálculo se asignará valor unidad al coeficiente μ. En el segundo, la estructura se considerará, para cada una de las direcciones en que se compruebe, de ductilidad alta, media o baja en función del sistema resistente (apartado 3.7.3.1) y de los detalles y materiales según se indica en los apartados que siguen.

Cuando en el proyecto de la estructura se utilicen valores de ductilidad iguales o superiores a 2 serán de obligado cumplimiento todos los requisitos relativos al material y a la sección exigidos por la normativa de proyecto de estructuras metálicas en el caso de utilizar el cálculo plástico.

4.6.2. Materiales

En el pliego de condiciones técnicas y en los planos del proyecto se especificará la calidad del acero a emplear y se indicará explícitamente la necesidad de comprobar la estructura ante cualquier modificación, incluso cuando ésta implique la sustitución por aceros de mayor límite elástico o por piezas de mayor capacidad.

Si en el proyecto de la estructura se ha utilizado un valor alto o muy alto de ductilidad (μ = 3 ó 4), en la especificación de los materiales a emplear en los sistemas resistentes a cargas de sismo se acotará el valor del límite elástico del acero, que no superará en más de un 10% el nominal.

En el mismo sentido, en el pliego de condiciones técnicas se indicará igualmente la necesidad de comprobar la estructura ante cualquier modificación en las dimensiones de las barras, incluso cuando ésta implique la sustitución por barras de mayor capacidad.

4.6.3. Uniones

En los planos de proyecto se incluirán detalles específicos de las uniones, indicando la situación, dimensiones y calidades de los medios de unión (tornillos, pasadores, cordones de soldadura), de los cortes, rebajes, groeras en secciones extremas de barras y la posible necesidad de medios auxiliares (chapas de derrame, respaldos, arandelas deformables, etc.). En la memoria de cálculo se declarará explícitamente el tipo de unión, tanto en lo que se refiere a su resistencia (total o parcial) como a su rigidez (rígida, semirrígida o articulada).

Cuando en el proyecto de la estructura se utilicen valores del coeficiente de comportamiento por ductilidad μ iguales o superiores a 2, las uniones se proyectarán como de resistencia total, asumiendo una sobrerresistencia de 1,2 (la capacidad de la unión será, como mínimo, 1,2 veces la de las barras unidas).

Cuando en el proyecto de la estructura se utilicen valores del coeficiente de comportamiento por ductilidad μ superiores a 2, no se admitirán las soldaduras de penetración parcial entre elementos críticos pertenecientes al esquema resistente a sismo. Las uniones atornilladas se proyectarán, en este caso, en forma tal que el fallo no se produzca por rotura de los tornillos.

4.6.4. Estructuras de pórticos

Si la estructura resistente está formada por pórticos de nudos rígidos, para poder considerarla como de ductilidad alta o muy alta, debe cumplir las siguientes condiciones:

— Las secciones extremas de las vigas plastifiquen antes que las del soporte.
— Las secciones extremas de vigas y soportes plastifiquen antes de que se produzca la rotura del nudo.

En el caso de considerar ductilidad muy alta se definirá y comprobará el mecanismo de fallo.

Los ejes de las barras que forman el pórtico se situarán en el mismo plano común.

En los nudos se cuidará especialmente la continuidad de toda chapa traccionada y la garantía de no abolladura de la comprimida.

4.6.5. Triangulaciones y arriostramientos

Las triangulaciones completas (los ejes de las barras coinciden en un punto), en las que la disipación se produce por alargamiento de la barra traccionada (cruces de San Andrés), se considerarán de ductilidad alta. Si en el cálculo se incluye la colaboración de la barra comprimida, no se considerará, en general, ductilidad alguna.

Las triangulaciones incompletas (los ejes de las diagonales no van a los nudos viga-pilar), en las que la disipación se produce por formación de rótulas en las zonas previstas, se considerarán ductilidad muy alta.

Se cuidará especialmente la simetría de la sección de los elementos de arriostramiento, así como la de uniones extremas.

4.7. De otros elementos de la construcción

4.7.1. Consideraciones generales

Uno de los objetivos de la Norma —de acuerdo con su finalidad, establecida en el apartado 1.1— es una reducción sustancial de las usualmente cuantiosas perdidas físicas y económicas, y sobre todo de las víctimas, especialmente las que genera el daño a elementos no estructurales.

Los valores de cálculo y el diseño sismorresistente —en especial los preceptos de todo el apartado 4.7— deben asegurar que terremotos pequeños, de período de retorno del mismo orden que la vida de la construcción, no ocasionen daños significativos a los elementos no estructurales.

4.7.2. Cerramientos, particiones y otros

Todos los paños, particiones interiores, falsos techos y otros elementos singulares, como por ejemplo paneles de fachada, etc., deben enlazarse correctamente a los elementos estructurales para evitar el desprendimiento de las piezas durante las sacudidas sísmicas, especialmente si se ha supuesto que la ductilidad de la construcción es alta o muy alta.

Si $0{,}16g > a_c \geqslant 0{,}08g$, los paños de cerramiento o paredes de partición que superen los 5 m de longitud o los 20 m^2 de superficie deberán subdividirse enlazándolos a elementos secundarios intermedios. Cuando $a_c \geqslant 0{,}16g$ deberá hacerse a partir de los 3 m de longitud o los 10 m^2 de superficie.

Cuando los cerramientos se hagan con elementos prefabricados de gran formato, y éstos no hayan sido considerados en el modelo de la estructura, deberá adoptarse para la construcción y cálculo de dichos elementos un coeficiente de comportamiento por ductilidad $\mu = 1$. Las uniones deben permitir, sin rotura, los desplazamientos obtenidos en el cálculo. En este caso, por su trascendencia, deberán diseñarse cuidadosamente los anclajes.

4.7.3. Antepechos, parapetos, chimeneas y cercas

Los elementos con el borde superior libre, como antepechos, parapetos y chimeneas, deben enlazarse correctamente a la estructura para garantizar su estabilidad, calculándose con la acción sísmica correspondiente a la planta donde están ubicados, considerando, salvo justificación especial, $\mu = 1$. Las cercas se tratarán de forma análoga anclándolas a su cimentación.

Además, cuando $a_c \geqslant 0{,}12g$ los muros o petos con el borde superior libre y con más de un metro de altura, se rematarán con un encadenado de coronación, disponiendo refuerzos verticales anclados a la estructura o a la cimentación.

4.7.4. Vías de evacuación

Además, las vías de evacuación deben cumplir lo dispuesto en la Norma de Condiciones de Protección Contra Incendios de los Edificios vigente, y en ellas no deben colocarse elementos que puedan desprenderse fácilmente en caso de terremoto.

Cuando $a_c \geqslant 0{,}16g$ no deben proyectarse escaleras construidas sobre bóvedas tabicadas, ni las formadas por peldaños en voladizo empotrados en muros de fábrica.

4.7.5. Carpinterías exteriores

En construcciones de gran altura con grandes superficies acristaladas, deberán dimensionarse la altura de galce, los calzos y las juntas del acristalado de las ventanas con capacidad para absorber los movimientos que se produzcan en la carpintería por las oscilaciones de la construcción.

4.7.6. Revestimientos y aplacados

En zonas de tránsito, la fijación de los revestimientos y el anclaje de los aplacados u otros elementos de fachada se realizará con materiales de alta durabilidad y mediante técnicas apropiadas para evitar el desprendimiento de piezas en caso de sismo.

4.7.7. Instalaciones y acometidas

Las acometidas de las instalaciones, sobre todo de gas, electricidad, abastecimiento y saneamiento, deberán realizarse de forma que permitan los movimientos diferenciales previsibles en su punto de entronque con la construcción y se les dotará de dispositivos (por ejemplo, en lira) para absorber las deformaciones a través de todo tipo de juntas. En el caso de gas dispondrán además de válvulas de control de exceso de caudal en los contadores.

Comentarios

C.4.1. Introducción

Las reglas de diseño y prescripciones constructivas que han de cumplir todas las construcciones a las que sea aplicable la Norma son obligatorias sean cuales sean los resultados del cálculo. Estas reglas han sido extraídas de la observación del comportamiento de elementos estructurales y no estructurales en terremotos destructores y pretenden recoger las lecciones sacadas de dicha experiencia.

C.4.2. Reglas de índole general

C.4.2.1. *Forma del edificio*

La experiencia indica que los edificios con disposiciones no simétricas o irregulares resultan más dañados en los terremotos. Son desaconsejables disposiciones en planta rectangular muy alargada (Figuras C.4.1 y C.4.2), las irregulares o las de forma de «L», «H», «U», «T», «Z», etc.
Las reglas de simetría y forma de la planta son tanto más importantes cuanto mayor sea la altura de la construcción, y se dirigen a prevenir acoplamientos indeseables entre oscilaciones de rotación y de traslación. Para cumplir la regularidad en alzado, es recomendable que la reducción de dimensiones en cualquier planta no sea mayor del 20% de la dimensión de la planta inferior si se mantiene el centro de gravedad y del 10% si no se mantiene. Esta reducción puede llegar al 50% en el 15% superior del edificio.

C.4.2.2. *Disposición de masas*

La distribución irregular de masas en altura afecta a la distribución de esfuerzos en la estructura. En particular, la existencia de grandes masas en las plantas superiores o en el tejado influye desfavorablemente en el comportamiento ante el sismo. Además, en el caso de piscinas o depósitos, se pueden producir efectos complejos adicionales (Figura C.4.3).
La disposición irregular de masas dentro de una misma planta ocasiona excentricidades de torsión por lo que situarlas cerca del centro reduce este efecto.

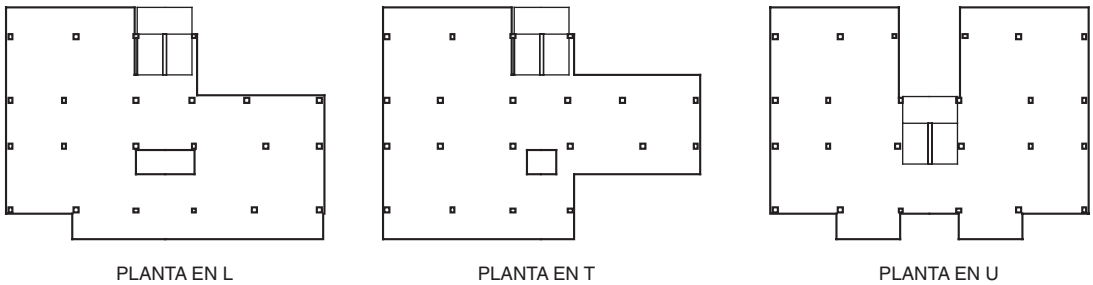


Figura C.4.1. Plantas en «L»,«T»,«U»

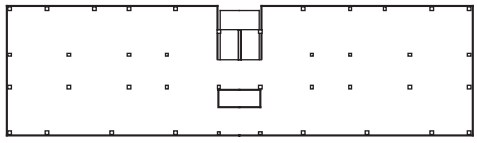


Figura C.4.2. Planta rectangular muy alargada

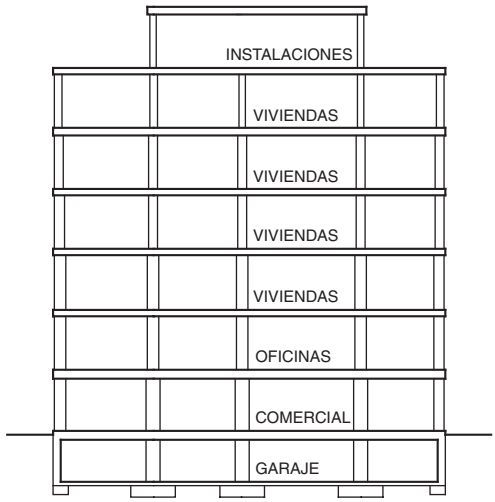


Figura C.4.3. Distribución uniforme de masas en altura

C.4.2.3. *Disposición de elementos estructurales*

Los dispositivos resistentes a esfuerzos horizontales constituidos por muros pantalla o de cortante proyectados de acuerdo al articulado dotan generalmente al edificio de una sobrerresistencia útil y limitan las deformaciones durante el sismo y, por tanto, los daños, a los elementos secundarios, a las juntas y a los edificios contiguos.
Para evitar la concentración de daños en algunos elementos concretos de la estructura, es deseable un grado homogéneo de seguridad. Debe evitarse sobre todo que alguna sección o pieza aislada tenga un coeficiente de seguridad mucho menor que el resto de la estructura. Esta prescripción deberá cuidarse, sobre todo, en las secciones críticas, tales como soportes y extremos de vigas, de forma que ante un sismo importante, se pueda alcanzar con gran simultaneidad la cedencia en gran número de secciones, distribuyéndose adecuadamente la plasticidad necesaria para aplicar el valor de μ utilizado en el cálculo.
Debe evitarse el apoyo de pilares sobre vigas o el embrochalado de una viga principal en otra, dado que las vigas son muy sensibles a las componentes verticales en caso de sismo, por lo que los encuentros constituyen puntos frágiles. No es preciso considerar como tales los embrochalados de pequeño porte, como los de viguetas a viga o los de zunchos o vigas cortas que existen generalmente en torno a la solución de vuelos, huecos de ascensores y cajas de escalera.
Garantizar que las vigas plastifiquen antes que los soportes es en general difícil cuando el forjado está construido con vigas planas, reticulados sin vigas, losas, etc. Este comportamiento se garantiza mejor cuando las vigas son de canto.
Si la acción del sismo es capaz de invertir el signo de los momentos en alguna de las vigas, la solicitación en el nudo es mayor que en cada una de las piezas, pudiéndose llegar a la rotura de éste antes de que plastifiquen vigas y soportes.

C.4.2.4. *Elementos no estructurales*

Ante la acción del sismo todo elemento que suministre rigidez a la construcción se convierte parcialmente en estructura resistente, suponiendo una ventaja indudable en caso de pequeños sismos al evitar vibraciones y oscilaciones inconvenientes. Sin embargo, ante sismos importantes, los elementos no estructurales deben dejar trabajar a la estructura y no comprometer su entrada en carga, ni provocar comportamiento frágil en el conjunto.
En general, resulta recomendable que la estructura resistente sea la parte más rígida de la construcción.
Las escaleras son elementos críticos de los edificios en caso de ocurrencia de terremoto. Su integridad es, por tanto, necesaria.
Hay que tener en cuenta que la caída de elementos de fachada no se produce solamente mientras dura el sismo. En general, todo sismo posee réplicas menores que pueden acabar desprendiendo elementos parcialmente rotos por el sismo principal, y que la lluvia o viento pueden producir el mismo efecto horas o días más tarde.
Para evitar el daño que pudieran originar los desprendimientos de elementos de fachada, es recomendable proteger con marquesinas o porches los accesos a los edificios de altura importante, sitos en zonas de sismicidad muy alta.

C.4.2.5. *Juntas entre construcciones*

Para evitar el choque entre construcciones colindantes durante los movimientos sísmicos, el ancho de la junta en cada nivel no debería ser inferior a la suma de los desplazamientos laterales máximos de las construcciones colindantes, calculados para dichos niveles.
Aun cuando el ancho de la junta pueda ser variable con la altura, resulta más seguro mantener el mismo ancho en toda su altura.
Como los modelos de oscilación son aproximados y los efectos de un posible impacto son difíciles de cuantificar, debe cuidarse el ancho de junta sobre todo en el caso de construcciones colindantes o partes del mismo edificio de muy diferente altura y rigidez, y cuando los forjados de ambas edificaciones puedan golpear en puntos intermedios de soportes. Por ello, es recomendable que las construcciones colindantes posean los forjados de cada planta al mismo nivel.

C.4.3. De la cimentación

C.4.3.1. *Criterio general de diseño*

Aunque debe evitarse la coexistencia, en una misma unidad estructural, de sistemas de cimentación superficiales y profundos, en los casos en que la

estratificación no es horizontal y la capa de firme tiene desnivel —lo que obliga a cimentar sobre el mismo estrato a profundidades distintas— es admisible cimentar con zapatas en las zonas en que el firme es más superficial y mediante relleno de pozos de hormigón en masa con zapata superior en las zonas en que el mismo firme está más profundo.
No se consideran sistemas diferentes la cimentación con zapatas aisladas y corridas, ni la combinación de pilotes y pantallas profundas (Figura C.4.4).

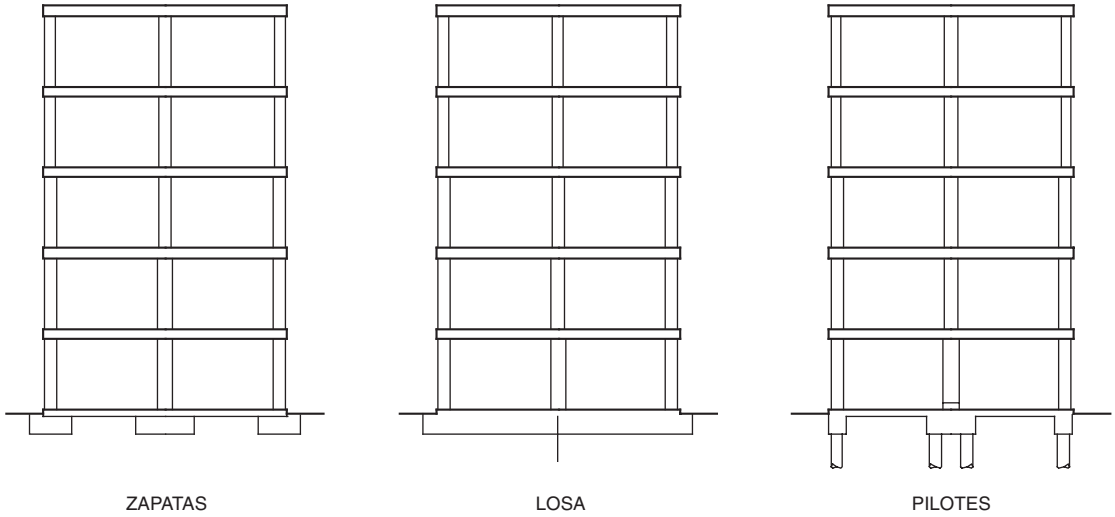


Figura C.4.4. Ejemplos de cimentaciones adecuadas

La existencia de pilares cortos entre el primer forjado y la cimentación obliga a considerar éstos en el modelo de análisis de la estructura.
La existencia de un muro perimetral de sótano, que garantice a esa parte de la estructura un comportamiento rígido, permite considerar como estructura oscilante la que existe a partir del forjado de nivel más alto que se enlaza con el muro.
El estudio de la seguridad ante la licuación se puede hacer mediante la comparación de la tensión tangencial horizontal equivalente al terremoto, τ_E, con la resistencia del terreno a la licuación, R_L, para lo que podrán utilizarse los procedimientos establecidos en la práctica de la ingeniería geotécnica sísmica o el siguiente procedimiento simplificado basado en el ensayo SPT, válido para terrenos de superficie horizontal y que se aplicará a todas las capas licuables situadas en la profundidad definida en el articulado.
Se considera que se dispone de suficiente seguridad ante la licuación si, a todas las profundidades, se verifica que:

$$\tau_E \leqslant R_L/1{,}5$$

siendo τ_E la tensión tangencial equivalente al terremoto, que podrá suponerse igual a:

$$\tau_E = 0{,}65 r_d \cdot \sigma_v \cdot (a_c/g)$$

donde:

$$r_d = 1 - 0{,}015z$$

siendo

z la profundidad en metros.
σ_v es la tensión total vertical sobre el plano horizontal, variable con la profundidad z, a la que se comprueba la licuación.
a_c es la aceleración sísmica de cálculo, según 2.2.
g es la aceleración de la gravedad.

y siendo R_L la resistencia del terreno a la licuación, que puede obtenerse mediante la expresión:

$$R_L = K_M \cdot R_1 \cdot \sigma'_v$$

donde

$$K_M = 1{,}5 - 1{,}8(K - 1)^{1/2}$$

K es el coeficiente de contribución definido en 2.1.
R_1 se lee en la figura C.4.5 en función del golpeo en el ensayo SPT normalizado, para una energía útil del 60% de la nominal y a una presión efectiva vertical de 100 kPa (1 kp/cm^2) ($N_{1,60}$), de valor:

$$N_{1,60} = N \cdot (E_R/60) \cdot (1/\sigma'_v)^{1/2}$$

E_R es el porcentaje de la energía de los golpes en el ensayo SPT que llega realmente al terreno.
σ'_v es la tensión efectiva vertical, en kp/cm^2, sobre un plano horizontal, a la profundidad z.

C.4.3.2. *Elementos de atado*

Si el primer forjado está muy próximo a las zapatas o encepados, se podrá considerar su efecto en el atado de la cimentación.
Cuando se efectúe el atado de la cimentación con la solera inferior de hormigón, será necesario armar la solera con una cuantía geométrica del 2‰, y enla-

zarla a los pilares de borde para resistir los esfuerzos prescritos en éstos.

C.4.3.3. *Reglas específicas para cimentaciones de pilotes*

En pilotes de hormigón moldeados in situ, el anclaje se consigue penetrando las armaduras longitudinales en el encepado, o en el elemento estructural con el que enlacen, en una longitud 10 ϕ mayor que la necesaria para el anclaje ante esfuerzos estáticos, siendo ϕ el diámetro de la armadura.
El anclaje de los pilotes prefabricados requiere la adopción de medidas especiales.
Normalmente las zonas críticas se encuentran en la cabeza de los pilotes, en el empotramiento con el encepado y en las transiciones bruscas entre capas muy diferentes, incluidos los extremos de las capas licuables.

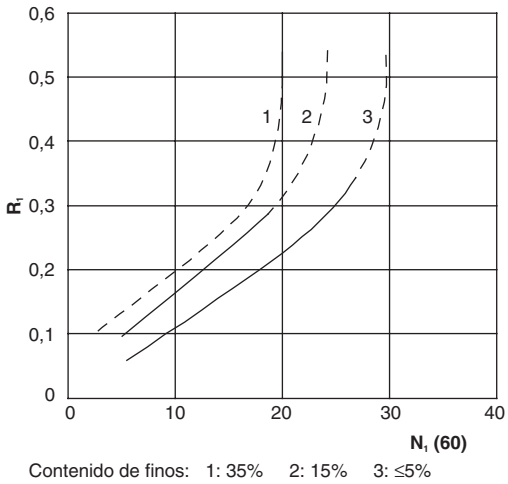


Figura C.4.5. Relación entre el cociente de tensiones que causa la licuación en arenas limpias y arenas limosas y el golpeo corregido en el SPT, $N_{1,60}$

C.4.4. De las estructuras de muros de fábrica

C.4.4.1. *Criterio general de diseño*

El cálculo, así como las condiciones de proyecto y ejecución de las estructuras de fábricas de ladrillo, se encuentran recogidas en la norma NBE-FL-90.
La resistencia a acciones horizontales en muros no armados sólo puede darse en su propio plano que lo contiene, por lo que se insiste en el articulado en que los muros se dispongan en las dos direcciones principales de la planta. A poder ser, sería preferible incluso formar con los muros cajones rectangulares en toda su altura.
Si un paño se realiza de hormigón armado, éste debe ser del mismo material desde la cimentación.
La resistencia al corte de los muros, necesaria para resistir las solicitaciones horizontales dinámicas, mejora cuanto mayor es la solicitación de compresión en los muros. Por ello es conveniente que todos ellos, los principales y los de arriostramiento, estén suficientemente cargados; si es necesario, los forjados se dispondrán contrapeados, adoptando en ese caso hipótesis conservadoras sobre la continuidad de los extremos de los forjados.
Si $a_c < 0{,}12g$ bastará cumplir lo que específica para los muros capuchinos la norma NBE FL-90.
Se considera inadmisible que en un mismo edificio, y en una zona con $a_c \geqslant 0{,}12g$, se mezclen muros de bloque de mortero con obra de fábrica de ladrillo o que se interpongan muros de hormigón, a no ser que éstos sean elementos pantalla con la misión específica de resistir la totalidad de los esfuerzos del sismo, sea cual sea la dirección en que éste actúe.

C.4.4.2. *Huecos, entrepaños y rozas*

La regularidad del articulado se refiere al enfrentamiento en vertical de los huecos, y a un tamaño e intervalo entre los mismos en planta relativamente constante (Figura C.4.6).

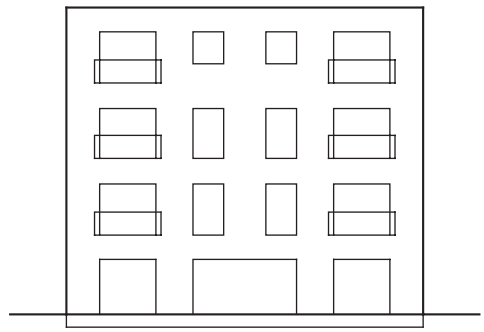


Figura C.4.6. Trazado regular de huecos

No se recomienda la carga de machones y entrepaños sobre huecos, la yuxtaposición de huecos de muy diferente tamaño, así como la proximidad de huecos a extremos libres o a esquinas.
Dado que el comportamiento mejora si todos los muros enlazan su extremo con otro transversal, en el texto de la Norma se imponen requisitos adicionales a los machones y entrepaños de poca longitud.
La figura C.4.7 refleja las dimensiones aconsejables de los entrepaños.

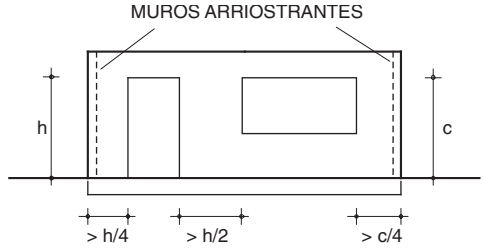


Figura C.4.7. Disposición aconsejable de huecos en muros

C.4.4.3. *Enlace de los forjados al muro*

El enlace de todo forjado al muro trata de asegurar la solidarización entre los muros y los elementos que constituyen los forjados por medio de barras de acero

situadas en la losa superior de hormigón, ancladas en los zunchos perimetrales prescritos. La cuantía de estas armaduras se especifica en la norma EF-96. El estribado mínimo de zunchos será un ϕ 5mm cada 20 cm.
En el caso de sismo, los muros de carga han de soportar grandes esfuerzos de corte en su conexión con los de arriostramiento, por ello se deben cumplir rigurosamente los criterios de enlace prescritos en la norma NBE-FL-90.
Si se utiliza la solución de dos hojas (como, por ejemplo, en el caso de «fachada ventilada») se tendrá un cuidado especial en garantizar que los elementos de conexión entre las dos hojas de la pared tengan suficiente resistencia y ductilidad como para que la hoja exterior no pueda romperse por flexión o desprenderse. En principio, y si no se adoptan disposiciones especiales, cabe considerar que una hoja pesada exterior sustentada débilmente no es una buena solución para una fachada en zona sísmica.

C.4.4.4. *Refuerzos en muros*

Aunque la estructura de muros reforzados presente rotura frágil, su comportamiento ante el sismo mejora.

C.4.5. De las estructuras de hormigón armado

C.4.5.1. *Criterios generales*

El criterio del articulado se traduce en que si las vigas resultan sobredimensionadas, los soportes deben, en consecuencia, sobredimensionarse aún más.
La consideración de un incremento de la longitud de anclaje por acciones dinámicas, definido en el código de hormigón vigente, es suficiente a los efectos de garantizar el anclaje en caso de sismo.
La existencia de piezas cortas, como los enanos, induce aumentos de la solicitación por sismo que no están bien establecidos, así como una fuerte disminución de la ductilidad, por lo que hay que ser especialmente prudente.
Puede considerarse que un valor es superior a otro, cuando lo excede en un 10%.
La solicitación de la biela limita severamente la capacidad del nudo, sobre todo en el caso de forjados planos, de poco canto, con biela de mucha oblicuidad, lo que se traduce en la dificultad de contar en los soportes con armadura traccionada, pudiendo en ese caso optarse por redimensionarlos, aumentando su sección. En algunos casos la comprobación de nudo puede suministrar la condición crítica de cálculo.

C.4.5.2. *Vigas de hormigón*

C.4.5.2.1. Reglas generales para vigas

Las condiciones generales, aunque están expresamente escritas sólo para vigas, es recomendable tenerlas en cuenta por asimilación a otros casos como forjado reticulado, losa, o incluso forjado unidireccional en la dirección de las viguetas.

C.4.5.2.2. Condiciones particulares para la armadura superior

La armadura a la que se refiere el articulado es, en general, la que resiste la diferencia de momentos en las caras opuestas del soporte. Cuando hay inversión (ver apartado 4.5.2.5) es la correspondiente a la totalidad del momento del lado que lo posea mayor.
Si los tramos de las vigas a uno y otro lado del soporte no están en prolongación, el comportamiento es intermedio entre el de un nudo interior y el de dos nudos extremos.

C.4.5.2.3. Condiciones particulares para la armadura inferior

Para evitar la perforación del hormigón de recubrimiento, la punta o patilla de la armadura en compresión deberá retirarse prudentemente de la tabica exterior de la planta. En la figura C.4.8 se indican algunas otras cuestiones que pueden incidir en un mal comportamiento del nudo.
Si resulta difícil de solapar las armaduras inferiores en un nudo interior, pueden disponerse armaduras comprimidas adicionales pasantes en continuidad a través del nudo, al modo y manera de las superiores de tracción (ver figura C.4.9).

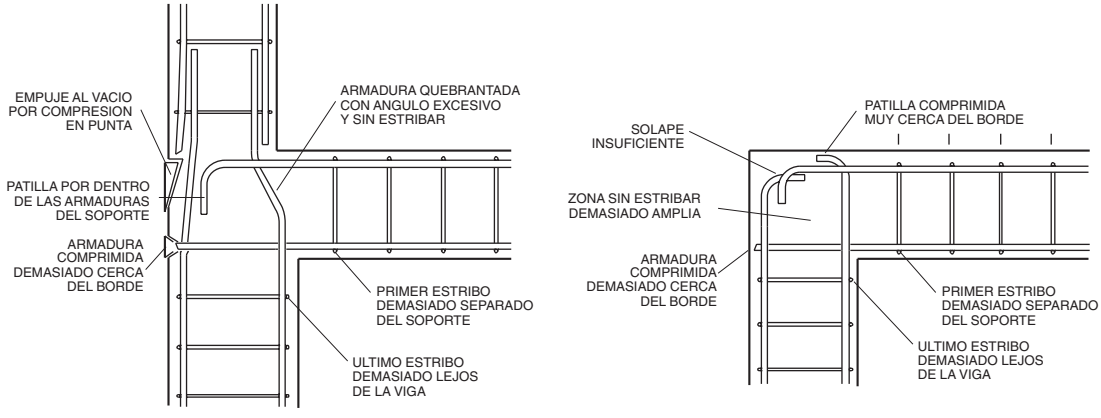


Figura C.4.8. Precauciones en los encuentros de piezas de hormigón

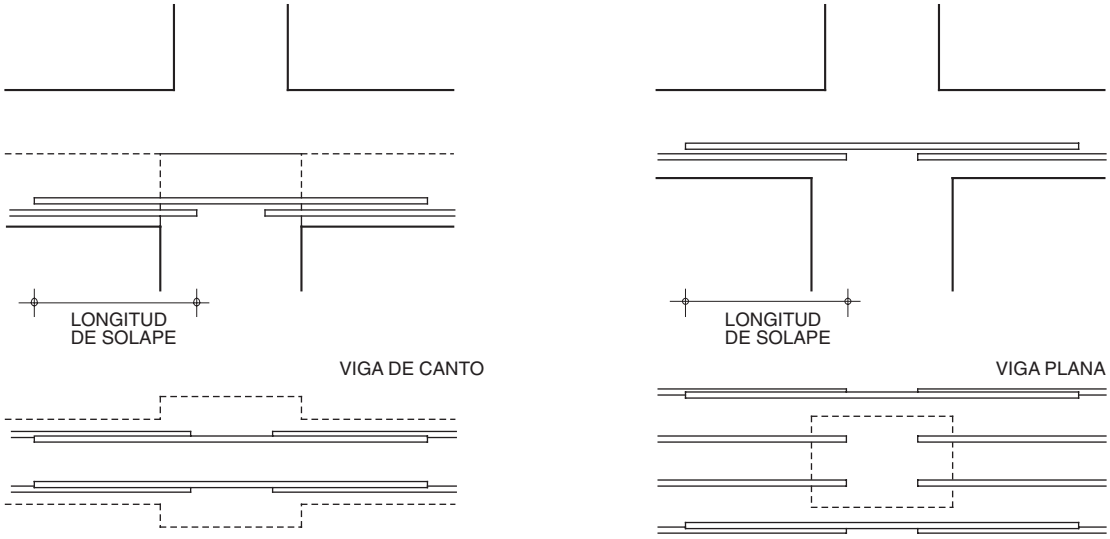


Figura C.4.9. Disposición de bastones inferiores de continuidad

C.4.5.2.4. Condiciones particulares para estribos

En general son preferibles los estribos de dos o cuatro ramas sobre los de tres, en los que, en muchos casos, las extremas pueden ser ineficaces.

C.4.5.2.5. Condiciones particulares en caso de inversión de momentos

Si hay inversión de momentos en un nudo extremo, las armaduras de una y otra cara de la viga estarán alternativamente traccionadas y comprimidas.

Debido a que, en general, predomina el estado de tracción superior y compresión inferior, en nudos extremos conviene que la patilla más exterior corresponda a la armadura superior. Sobre todo cuando hay inversión es importante que el diseño prevea un resalto de la planta por fuera de los haces exteriores de los soportes.

Cuando hay inversión de momentos en un nudo extremo, disponer de patillas en todas las armaduras puede dificultar notablemente el correcto hormigonado del nudo; en ese caso puede acudirse a lazos (ver figura C.4.10).

El peor efecto de la inversión está relacionado con el

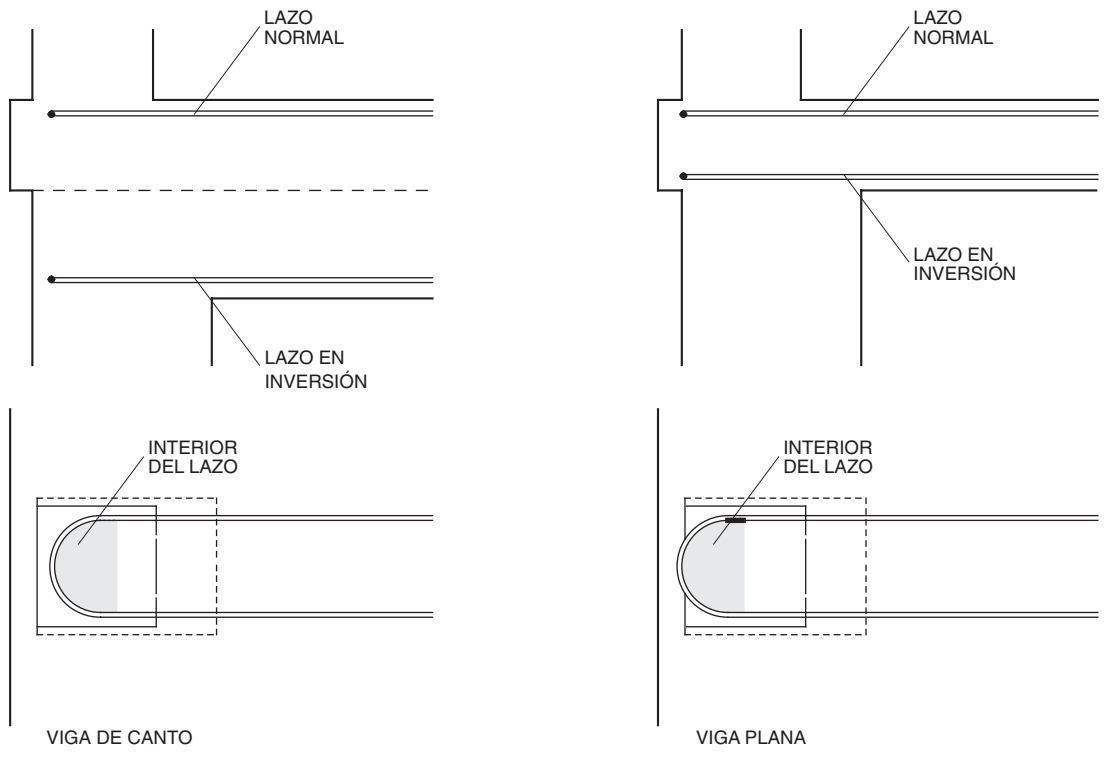


Figura C.4.10. Lazos en nudo extremo

cambio rápido y cíclico de una situación a otra, variando alternativamente la dirección de la biela y traccionando lo que unas décimas de segundo antes estaba comprimido. El aspecto dinámico de este fenómeno aconseja ser muy prudente al aplicar las reglas del articulado al caso de inversión, que, si es posible, debe intentar evitarse.
Cuando hay inversión en un nudo interior, para la armadura inferior es sumamente recomendable acudir a suplementos locales, pasantes, con los que resulta más sencillo garantizar posición, recubrimiento y anclaje.
En muchos casos, la inversión de reacción de la viga suele estar mitigada o anulada por la reacción de sentido habitual de la viga ortogonal o nervio de borde.

C.4.5.3. *Soportes*

C.4.5.3.1. Reglas generales de soportes

C.4.5.3.2. Condiciones particulares del nudo de arranque

Por lo general, cuando se alcanza una excentricidad del orden del sexto del canto, en el borde opuesto se pierde la compresión. Con excentricidades mayores cabe esperar que se produzcan tracciones netas.

C.4.5.3.3. Condiciones particulares en nudos intermedios

Si los soportes alcanzan tracciones en sus bordes y, sobre todo, si además hay inversión de momentos en vigas, es aconsejable estudiar la conveniencia de que las armaduras de cada fuste se anclen en escuadra al paso del forjado.
Sobre todo en el caso de forjados planos (vigas planas, losas o forjado reticular) y más aún si hay inversión de momentos en vigas, la comprobación de nudo puede suministrar la condición crítica de cálculo.

C.4.5.3.4. Condiciones particulares del nudo superior

En el nudo extremo lo habitual es que la armadura exterior esté traccionada y la interior comprimida, debiendo acudirse en cada una a la solución adecuada a dicho estado.

C.4.5.4. *Forjados*

En forjados, las armaduras superiores específicas para acción sísmica conviene disponerlas sobre nervios o interejes macizos, retirando en su caso bovedillas o bañeras de aligeramiento. La solución de armado inferior por compresión puede encomendarse a bastones pasantes, muy recomendables si hay inversión, que en este tipo de elementos sucede antes que en las vigas principales.

C.4.5.5. *Pantallas de rigidización*

Dado que el comportamiento de la pantalla se aproxima a una ménsula empotrada en la base, los refuerzos indicados se destinan a suministrar ductilidad a la zona donde puede formarse una rótula plástica.
Si se disponen pantallas acopladas debe estudiarse con detalle el confinamiento del hormigón y la disposición de cuantías de armado en las uniones de vigas y pantallas, para justificar el grado de ductilidad adoptado en los cálculos.

C.4.5.6. *Elementos prefabricados*

Las especiales características de los nudos en este tipo de estructuras y las discontinuidades que pueden existir en las juntas, no permiten en general contar con el monolitismo de nudo rígido, sobre todo en el caso de estructura prefabricada de paneles, debiendo considerar en general los nudos como articulados. En este último caso, es recomendable que los zunchos de enlace entre elementos horizontales y verticales satisfagan condiciones similares a las establecidas para estructuras de muros.

C.4.6. De las estructuras de acero

C.4.6.1. *Criterios generales*

Cuando el proyecto se basa en un sistema estructural dúctil es preciso asegurar que la resistencia de los elementos frágiles (por ejemplo, uniones) es superior a la capacidad plástica de los elementos dúctiles aledaños (por ejemplo, extremos de las barras unidas). En general, lo anterior exigirá la definición de un mecanismo dúctil de fallo caracterizado por:

— La posición de las rótulas plásticas.
— El valor del desplazamiento global.
— El giro producido en cada rótula.

En el mecanismo de fallo así definido se comprobará:

— La capacidad de giro de las secciones en las que se forman las rótulas, para lo cual se deberá considerar el efecto de los esfuerzos concomitantes (cortantes en el caso de las vigas y axiles en el de los pilares).
— La capacidad de las barras para soportar los esfuerzos que equilibran los momentos plásticos incrementados en la proporción adecuada.

El alcance de las prescripciones relativas a los materiales, uniones y esquemas resistentes (tratados en los apartados siguientes) se limita a los conjuntos estructurales resistentes a sismo en el supuesto de que se trata de estructuras metálicas. Si, a modo de ejemplo, una estructura metálica de edificación se plantea como simple, articulando las uniones de vigas a pilares, y se confía la resistencia a las acciones horizontales a pantallas de hormigón, los artículos de aplicación son los relativos a las estructuras de hormigón.

C.4.6.2. *Materiales*

Las condiciones a que se refiere el articulado con relación al proyecto de estructuras con alguna ductilidad son normalmente cumplidas, en lo que al material respecta, por los aceros especificados en la norma de estructuras metálicas. Las referidas a la sección son la simetría y la clasificación en el tipo 1 «plásticas». El aumento de la capacidad de las barras que supone el empleo de aceros de mayor límite elástico o de secciones de mayor área puede inducir el fallo frágil de las uniones o de otras barras. Debe vigilarse especialmente la sustitución de aceros S 235 por S 275 o S 355 y la sustitución, habitual, de perfilería agrupando a secciones superiores con el fin de reducir los tipos diferentes de perfiles a utilizar. Naturalmente, ello es especialmente importante cuando el proyecto supone valores del coeficiente de ductilidad superiores a la unidad.

C.4.6.3. *Uniones*

El comportamiento de las uniones resulta de la mayor importancia en el caso de estructuras sometidas a sismo y su diseño obedece a criterios básicos de proyecto (sistema resistente elegido, ductilidad supuesta, etc.) que han de primar sobre los posibles condicionantes locales (medios disponibles en el taller elegido, medios de transporte, etc.).

C.4.6.4. *Estructuras de pórticos*

Cuando en el cálculo se considere una ductilidad alta, o muy alta, se comprobará la condición de resistencia total en los nudos (su capacidad es superior a las de las barras que unen).
La definición y comprobación del mecanismo de fallo seguirá las directrices expuestas en los comentarios al apartado 4.6.1.

C.4.6.5. *Triangulaciones y arriostramientos*

Es siempre aconsejable formar cada plano de arriostramiento mediante la triangulación de más de un paño, al objeto de introducir cierto grado de redundancia.
Es aconsejable minimizar la rigidez a flexión de las barras en el caso de arriostramientos en los que se admite el pandeo de la barra comprimida (cruces de San Andrés) de manera que tal pandeo se produzca en el rango elástico.
La preocupación enunciada en artículos precedentes en cuanto a la sustitución de los perfiles de proyecto es especialmente crítica en el caso de triangulaciones. La costumbre de regularizar perfiles al de mayor sección puede concentrar la exigencia de ductilidad en la triangulación de una única planta.

C.4.7. De otros elementos de la construcción

C.4.7.1. *Consideraciones generales*

C.4.7.2. *Cerramientos, particiones y otros*

Se debe evitar en lo posible que las deformaciones de la estructura puedan provocar el desprendimiento de los cerramientos en caso de sismo. La disposición de los elementos de refuerzo se dirige a evitar en ese supuesto la gravedad del daño.
En el caso de cerramientos con paneles o prefabricados de gran formato se debe pretender evitar el desprendimiento de estos elementos, total o parcialmente, tanto por el riesgo que supone su caída como por el cambio brusco de rigidez local que puede producir en la estructura resistente; conviene, por tanto, diseñar la estructura con una rigidez adicional para evitar los efectos mencionados. En el artículo 4.2.4. se establece la necesidad de considerar en el cálculo los elementos secundarios rígidos.
Si los cerramientos se realizan con elementos prefabricados que no han sido considerados en el modelo de la estructura, las uniones deben permitir, sin rotura, los desplazamientos obtenidos en el cálculo.

C.4.7.3. *Antepechos, parapetos, chimeneas y cercas*

Todos esto elementos, si no se toman medidas para garantizar su estabilidad, pueden ser elementos muy peligrosos en caso de sismo.
La fuerza horizontal de cálculo, F, que se prescribe en el articulado, se puede obtener aproximadamente mediante la expresión:

$$F = p \cdot (a_c/g) \cdot \alpha_1 \cdot \beta \cdot \eta_{1k}$$

siendo p el peso del elemento y teniendo el resto de las variables el mismo significado que en el artículo 3.7.3 de la Norma.

C.4.7.4. *Vías de evacuación*

Las vías de evacuación son recintos críticos tanto durante el movimiento sísmico como para la posterior provisión de ayuda. Por ello, y ante la mayor rigidez que usualmente exhiben, conviene asimismo dotarlas de resistencia adicional para garantizar su funcionalidad y seguridad.

C.4.7.5. *Carpinterías exteriores*

Cuando la altura de la construcción sea importante, resulta recomendable la utilización de vidrios securizados o laminados, para evitar los riesgos derivados de su caída.
La prescripción de sobredimensionar los galces, los calzos y las juntas intenta impedir la expulsión del vidrio en el caso de fuertes oscilaciones, caso que puede presentarse con más facilidad cuando la estructura resistente esté formada por núcleos rígidos en posición centrada.

C.4.7.6. *Revestimientos y aplacados*

Se ha de tener en cuenta el riesgo que puede tener el desprendimiento incontrolado de elementos de fachada.

Se considera que una fijación adecuada es la de tipo mecánico mediante piezas metálicas. No se consideran sistemas apropiados las fijaciones de placas que confían exclusivamente el recibido de las mismas a pastas o morteros.

C.4.7.7. *Instalaciones y acometidas*

La rotura de instalaciones de gas y electricidad, sobre todo en los puntos de acometida, suponen un grave problema añadido en caso de sismo.
Es aconsejable identificar los puntos de entronque de las instalaciones al edificio, para facilitar una posible reparación o corte de suministro.

ANEJO 1

VALORES DE LA ACELERACIÓN SÍSMICA BÁSICA, a_b, Y DEL COEFICIENTE DE CONTRIBUCIÓN, K, DE LOS TÉRMINOS MUNICIPALES CON $a_b \geqslant 0{,}04g$, ORGANIZADO POR COMUNIDADES AUTÓNOMAS

Municipio	a_b/g	K
ANDALUCÍA		
Provincia de Almería		
Abla	0,14	(1,0)
Abrucena	0,14	(1,0)
Adra	0,14	(1,0)
Albánchez	0,14	(1,0)
Alboloduy	0,14	(1,0)
Albox	0,14	(1,0)
Alcolea	0,14	(1,0)
Alcóntar	0,14	(1,0)
Alcudia de Monteagud	0,14	(1,0)
Alhabia	0,14	(1,0)
Alhama de Almería	0,14	(1,0)
Alicún	0,14	(1,0)
Almería	0,14	(1,0)
Almócita	0,14	(1,0)
Alsodux	0,14	(1,0)
Antas	0,14	(1,0)
Arboleas	0,14	(1,0)
Armuña de Almanzora	0,14	(1,0)
Bacares	0,14	(1,0)
Bayárcal	0,14	(1,0)
Bayarque	0,14	(1,0)
Bédar	0,14	(1,0)
Beires	0,14	(1,0)
Benahadux	0,14	(1,0)
Benitagla	0,14	(1,0)
Benizalón	0,14	(1,0)
Bentarique	0,14	(1,0)
Berja	0,14	(1,0)
Canjáyar	0,14	(1,0)
Cantoria	0,14	(1,0)
Carboneras	0,12	(1,0)
Castro de Filabres	0,14	(1,0)
Cóbdar	0,14	(1,0)
Cuevas del Almanzora	0,14	(1,0)
Chercos	0,14	(1,0)
Chirivel	0,14	(1,0)
Dalías	0,14	(1,0)
Ejido, El	0,14	(1,0)
Enix	0,14	(1,0)
Felix	0,14	(1,0)
Fines	0,14	(1,0)
Fiñana	0,14	(1,0)
Fondón	0,14	(1,0)
Gádor	0,14	(1,0)
Gallardos, Los	0,14	(1,0)
Garrucha	0,13	(1,0)
Gergal	0,14	(1,0)
Huécija	0,14	(1,0)
Huércal de Almería	0,14	(1,0)
Huércal Overa	0,14	(1,0)
Illar	0,14	(1,0)
Instinción	0,14	(1,0)
Laroya	0,14	(1,0)
Láujar de Andarax	0,14	(1,0)
Líjar	0,14	(1,0)
Lubrín	0,14	(1,0)
Lucainena de Las Torres	0,14	(1,0)
Lúcar	0,14	(1,0)
Macael	0,14	(1,0)
María	0,13	(1,0)
Mojácar	0,13	(1,0)
Mojonera, La	0,13	(1,0)
Nacimiento	0,14	(1,0)
Níjar	0,14	(1,0)
Ohanes	0,14	(1,0)
Olula de Castro	0,14	(1,0)
Olula del Río	0,14	(1,0)
Oria	0,14	(1,0)
Padules	0,14	(1,0)

Municipio	a_b/g	K
Partaloa	0,14	(1,0)
Paterna del Río	0,14	(1,0)
Pechina	0,14	(1,0)
Pulpí	0,13	(1,0)
Purchena	0,14	(1,0)
Rágol	0,14	(1,0)
Rioja	0,14	(1,0)
Roquetas de Mar	0,13	(1,0)
Santa Cruz de Marchena	0,14	(1,0)
Santa Fe de Mondújar	0,14	(1,0)
Senés	0,14	(1,0)
Serón	0,14	(1,0)
Sierro	0,14	(1,0)
Somontín	0,14	(1,0)
Sorbas	0,14	(1,0)
Suflí	0,14	(1,0)
Tabernas	0,14	(1,0)
Taberno	0,14	(1,0)
Tahal	0,14	(1,0)
Terque	0,14	(1,0)
Tíjola	0,14	(1,0)
Tres Villas, Las	0,14	(1,0)
Turre	0,13	(1,0)
Turrillas	0,14	(1,0)
Uleila del Campo	0,14	(1,0)
Urrácal	0,14	(1,0)
Velefique	0,14	(1,0)
Vélez Blanco	0,13	(1,0)
Vélez Rubio	0,13	(1,0)
Vera	0,14	(1,0)
Viator	0,14	(1,0)
Vícar	0,14	(1,0)
Zurgena	0,14	(1,0)

Provincia de Cádiz

Alcalá de los Gazules	0,05	(1,2)
Alcalá del Valle	0,08	(1,0)
Algar	0,06	(1,1)
Algeciras	0,04	(1,2)
Algodonales	0,08	(1,0)
Arcos de la Frontera	0,06	(1,1)
Barbate	0,05	(1,2)
Barrios, Los	0,04	(1,2)
Benalup Casas Viejas	0,05	(1,2)
Benaocaz	0,07	(1,0)
Bornos	0,07	(1,1)
Bosque, El	0,07	(1,0)
Cádiz	0,07	(1,3)
Castellar de la Frontera	0,05	(1,1)
Conil de la Frontera	0,05	(1,2)
Chiclana de la Frontera	0,05	(1,3)
Chipiona	0,08	(1,2)
Espera	0,07	(1,1)
Gastor, El	0,08	(1,0)
Grazalema	0,08	(1,0)
Jerez de la Frontera	0,06	(1,2)
Jimena de la Frontera	0,06	(1,1)
Línea de la Concepción, La	0,04	(1,1)
Medina Sidonia	0,05	(1,2)
Olvera	0,08	(1,0)

Municipio	a_b/g	K
Paterna de Rivera	0,05	(1,2)
Prado del Rey	0,08	(1,0)
Puerto de Santa María, El	0,06	(1,3)
Puerto Real	0,06	(1,3)
Puerto Serrano	0,08	(1,0)
Rota	0,07	(1,2)
San Fernando	0,06	(1,3)
San José del Valle	0,05	(1,1)
San Roque	0,04	(1,1)
Sanlúcar de Barrameda	0,07	(1,2)
Setenil de las Bodegas	0,08	(1,0)
Tarifa	0,04	(1,2)
Torre Alháquime	0,08	(1,0)
Trebujena	0,07	(1,2)
Ubrique	0,07	(1,1)
Vejer de la Frontera	0,05	(1,2)
Villaluenga del Rosario	0,07	(1,0)
Villamartín	0,08	(1,0)
Zahara	0,08	(1,0)

Provincia de Córdoba

Adamuz	0,05	(1,1)
Aguilar de la Frontera	0,06	(1,0)
Almedinilla	0,10	(1,0)
Almodóvar del Río	0,05	(1,1)
Baena	0,07	(1,0)
Benamejí	0,08	(1,0)
Bujalance	0,06	(1,0)
Cabra	0,07	(1,0)
Cañete de las Torres	0,06	(1,0)
Carcabuey	0,09	(1,0)
Carlota, La	0,06	(1,1)
Carpio, El	0,05	(1,0)
Castro del Río	0,06	(1,0)
Córdoba	0,05	(1,1)
Doña Mencía	0,07	(1,0)
Encinas Reales	0,08	(1,0)
Espejo	0,06	(1,0)
Fernán Núñez	0,06	(1,0)
Fuente Palmera	0,06	(1,1)
Fuente Tójar	0,09	(1,0)
Guadalcázar	0,06	(1,1)
Hornachuelos	0,05	(1,1)
Iznájar	0,10	(1,0)
Lucena	0,08	(1,0)
Luque	0,07	(1,0)
Montalbán de Córdoba	0,06	(1,0)
Montemayor	0,06	(1,0)
Montilla	0,06	(1,0)
Montoro	0,05	(1,0)
Monturque	0,07	(1,0)
Moriles	0,07	(1,0)
Nueva Carteya	0,06	(1,0)
Obejo	0,04	(1,1)
Palenciana	0,08	(1,0)
Palma del Río	0,06	(1,1)
Pedro Abad	0,05	(1,0)
Posadas	0,06	(1,1)
Priego de Córdoba	0,09	(1,0)
Puente Genil	0,06	(1,0)

Municipio	a_b/g	K
Rambla, La	0,06	(1,0)
Rute	0,09	(1,0)
San Sebastián de los Ballesteros	0,06	(1,0)
Santaella	0,06	(1,0)
Valenzuela	0,06	(1,0)
Victoria, La	0,06	(1,0)
Villa del Río	0,05	(1,0)
Villafranca de Córdoba	0,05	(1,0)
Villaharta	0,04	(1,1)
Villaviciosa de Córdoba	0,04	(1,1)
Zuheros	0,07	(1,0)

Provincia de Granada

Municipio	a_b/g	K
Agrón	0,24	(1,0)
Alamedilla	0,09	(1,0)
Albolote	0,23	(1,0)
Albondón	0,14	(1,0)
Albuñán	0,13	(1,0)
Albuñol	0,14	(1,0)
Albuñuelas	0,22	(1,0)
Aldeire	0,13	(1,0)
Alfacar	0,22	(1,0)
Algarinejo	0,12	(1,0)
Alhama de Granada	0,23	(1,0)
Alhendín	0,24	(1,0)
Alicún de Ortega	0,08	(1,0)
Almegíjar	0,15	(1,0)
Almuñécar	0,16	(1,0)
Alpujarra de la Sierra	0,14	(1,0)
Alquife	0,13	(1,0)
Arenas del Rey	0,24	(1,0)
Armilla	0,24	(1,0)
Atarfe	0,23	(1,0)
Baza	0,12	(1,0)
Beas de Granada	0,20	(1,0)
Beas de Guadix	0,12	(1,0)
Benalúa	0,11	(1,0)
Benalúa de las Villas	0,16	(1,0)
Benamaurel	0,12	(1,0)
Bérchules	0,15	(1,0)
Bubión	0,17	(1,0)
Busquístar	0,15	(1,0)
Cacín	0,24	(1,0)
Cádiar	0,14	(1,0)
Cájar	0,23	(1,0)
Calahorra, La	0,13	(1,0)
Calicasas	0,21	(1,0)
Campotéjar	0,13	(1,0)
Caniles	0,13	(1,0)
Cáñar	0,18	(1,0)
Capileira	0,17	(1,0)
Carataunas	0,17	(1,0)
Cástaras	0,15	(1,0)
Castilléjar	0,11	(1,0)
Castril	0,09	(1,0)
Cenes de la Vega	0,22	(1,0)
Cijuela	0,23	(1,0)
Cogollos de Guadix	0,13	(1,0)
Cogollos de la Vega	0,21	(1,0)
Colomera	0,18	(1,0)
Cortes de Baza	0,11	(1,0)
Cortes y Graena	0,12	(1,0)
Cuevas del Campo	0,10	(1,0)
Cúllar	0,13	(1,0)
Cúllar Vega	0,24	(1,0)
Chauchina	0,23	(1,0)
Chimeneas	0,24	(1,0)
Churriana de la Vega	0,24	(1,0)
Darro	0,12	(1,0)
Dehesas de Guadix	0,09	(1,0)
Deifontes	0,19	(1,0)
Diezma	0,14	(1,0)
Dílar	0,24	(1,0)
Dólar	0,13	(1,0)
Dúdar	0,21	(1,0)
Dúrcal	0,22	(1,0)
Escúzar	0,25	(1,0)
Ferreira	0,13	(1,0)
Fonelas	0,10	(1,0)
Freila	0,11	(1,0)
Fuente Vaqueros	0,23	(1,0)
Gabias, Las	0,24	(1,0)
Galera	0,12	(1,0)
Gobernador	0,10	(1,0)
Gójar	0,24	(1,0)
Gor	0,12	(1,0)
Gorafe	0,10	(1,0)
Granada	0,23	(1,0)
Guadahortuna	0,09	(1,0)
Guadix	0,12	(1,0)
Guajares, Los	0,18	(1,0)
Gualchos	0,13	(1,0)
Güejar Sierra	0,20	(1,0)
Güevéjar	0,21	(1,0)
Huélago	0,11	(1,0)
Huéneja	0,14	(1,0)
Huéscar	0,11	(1,0)
Huétor de Santillán	0,21	(1,0)
Huétor Tájar	0,18	(1,0)
Huétor Vega	0,23	(1,0)
Illora	0,19	(1,0)
Itrabo	0,18	(1,0)
Iznalloz	0,16	(1,0)
Jayena	0,24	(1,0)
Jerez del Marquesado	0,13	(1,0)
Jete	0,18	(1,0)
Jun	0,22	(1,0)
Juviles	0,15	(1,0)
Láchar	0,23	(1,0)
Lanjarón	0,18	(1,0)
Lanteira	0,13	(1,0)
Lecrín	0,21	(1,0)
Lentegí	0,20	(1,0)
Lobras	0,15	(1,0)
Loja	0,16	(1,0)
Lugros	0,14	(1,0)
Lújar	0,14	(1,0)
Malahá, La	0,24	(1,0)
Maracena	0,23	(1,0)
Marchal	0,12	(1,0)
Moclín	0,19	(1,0)

Municipio	a_b/g	K
Molvízar	0,17	(1,0)
Monachil	0,23	(1,0)
Montefrío	0,15	(1,0)
Montejícar	0,10	(1,0)
Montillana	0,12	(1,0)
Moraleda de Zafayona	0,21	(1,0)
Morelábor	0,11	(1,0)
Motril	0,14	(1,0)
Murtas	0,14	(1,0)
Nevada	0,14	(1,0)
Nigüelas	0,21	(1,0)
Nívar	0,21	(1,0)
Ogíjares	0,24	(1,0)
Orce	0,13	(1,0)
Órgiva	0,17	(1,0)
Otívar	0,19	(1,0)
Otura	0,24	(1,0)
Padul	0,24	(1,0)
Pampaneira	0,17	(1,0)
Pedro Martínez	0,09	(1,0)
Peligros	0,23	(1,0)
Peza, La	0,14	(1,0)
Pinar, El	0,19	(1,0)
Pinos Genil	0,22	(1,0)
Pinos Puente	0,22	(1,0)
Píñar	0,12	(1,0)
Polícar	0,13	(1,0)
Polopos	0,14	(1,0)
Pórtugos	0,16	(1,0)
Puebla de don Fadrique	0,08	(1,0)
Pulianas	0,22	(1,0)
Purullena	0,12	(1,0)
Quéntar	0,20	(1,0)
Rubite	0,14	(1,0)
Salar	0,19	(1,0)
Salobreña	0,15	(1,0)
Santa Cruz del Comercio	0,23	(1,0)
Santa Fe	0,24	(1,0)
Soportújar	0,17	(1,0)
Sorvilán	0,14	(1,0)
Taha, La	0,16	(1,0)
Torre Cardela	0,10	(1,0)
Torvizcón	0,15	(1,0)
Trevélez	0,16	(1,0)
Turón	0,14	(1,0)
Ugíjar	0,14	(1,0)
Valle del Zalabí	0,12	(1,0)
Valle, El	0,21	(1,0)
Válor	0,14	(1,0)
Vegas del Genil	0,24	(1,0)
Vélez de Benaudalla	0,17	(1,0)
Ventas de Huelma	0,24	(1,0)
Villamena	0,22	(1,0)
Villanueva de las Torres	0,09	(1,0)
Villanueva Mesía	0,19	(1,0)
Víznar	0,21	(1,0)
Zafarraya	0,20	(1,0)
Zagra	0,13	(1,0)
Zubia, La	0,24	(1,0)
Zújar	0,11	(1,0)

Municipio	a_b/g	K
Provincia de Huelva		
Alájar	0,06	(1,3)
Aljaraque	0,10	(1,3)
Almendro, El	0,11	(1,3)
Almonaster la Real	0,07	(1,3)
Almonte	0,08	(1,2)
Alosno	0,09	(1,3)
Aracena	0,06	(1,3)
Aroche	0,07	(1,3)
Arroyomolinos de León	0,05	(1,3)
Ayamonte	0,14	(1,3)
Beas	0,09	(1,2)
Berrocal	0,07	(1,2)
Bollullos Par del Condado	0,08	(1,2)
Bonares	0,09	(1,2)
Cabezas Rubias	0,09	(1,3)
Cala	0,05	(1,3)
Calañas	0,08	(1,3)
Campillo, El	0,07	(1,3)
Campofrío	0,06	(1,3)
Cañaveral de León	0,05	(1,3)
Cartaya	0,11	(1,3)
Castaño del Robledo	0,06	(1,3)
Cerro de Andévalo, El	0,08	(1,3)
Corteconcepción	0,06	(1,3)
Cortegana	0,07	(1,3)
Cortelazor	0,06	(1,3)
Cumbres de Enmedio	0,06	(1,3)
Cumbres de San Bartolomé	0,06	(1,3)
Cumbres Mayores	0,06	(1,3)
Chucena	0,08	(1,2)
Encinasola	0,06	(1,3)
Escacena del Campo	0,08	(1,2)
Fuenteheridos	0,06	(1,3)
Galaroza	0,06	(1,3)
Gibraleón	0,10	(1,3)
Granada de Río Tinto, La	0,06	(1,3)
Granado, El	0,12	(1,3)
Higuera de La Sierra	0,06	(1,3)
Hinojales	0,06	(1,3)
Hinojos	0,08	(1,2)
Huelva	0,10	(1,3)
Isla Cristina	0,13	(1,3)
Jabugo	0,06	(1,3)
Lepe	0,12	(1,3)
Linares de la Sierra	0,06	(1,3)
Lucena del Puerto	0,09	(1,2)
Manzanilla	0,08	(1,2)
Marines, Los	0,06	(1,3)
Minas de Riotinto	0,07	(1,3)
Moguer	0,10	(1,2)
Nava, La	0,06	(1,3)
Nerva	0,07	(1,3)
Niebla	0,09	(1,2)
Palma del Condado, La	0,08	(1,2)
Palos de la Frontera	0,10	(1,3)
Paterna del Campo	0,08	(1,2)
Paymogo	0,11	(1,3)
Puebla de Guzmán	0,10	(1,3)
Puerto Moral	0,06	(1,3)
Punta Umbría	0,10	(1,3)

Municipio	a_b/g	K
Rociana del Condado	0,09	(1,2)
Rosal de la Frontera	0,09	(1,3)
San Bartolomé de la Torre	0,10	(1,3)
San Juan del Puerto	0,09	(1,2)
San Silvestre de Guzmán	0,12	(1,3)
Sanlúcar de Guadiana	0,13	(1,3)
Santa Ana la Real	0,06	(1,3)
Santa Bárbara de Casa	0,09	(1,3)
Santa Olalla del Cala	0,05	(1,3)
Trigueros	0,09	(1,2)
Valdelarco	0,06	(1,3)
Valverde del Camino	0,08	(1,2)
Villablanca	0,13	(1,3)
Villalba del Alcor	0,08	(1,2)
Villanueva de las Cruces	0,09	(1,3)
Villanueva de los Castillejos	0,11	(1,3)
Villarrasa	0,08	(1,2)
Zalamea la Real	0,07	(1,3)
Zufre	0,06	(1,3)

Provincia de Jaén

Albánchez de Mágina	0,07	(1,0)
Alcalá la Real	0,12	(1,0)
Alcaudete	0,08	(1,0)
Andújar	0,05	(1,0)
Arjona	0,06	(1,0)
Arjonilla	0,05	(1,0)
Arquillos	0,04	(1,0)
Baeza	0,06	(1,0)
Bailén	0,05	(1,0)
Baños de la Encina	0,04	(1,0)
Beas de Segura	0,04	(1,0)
Bedmar y Garcíez	0,06	(1,0)
Begíjar	0,06	(1,0)
Bélmez de la Moraleda	0,07	(1,0)
Cabra del Santo Cristo	0,07	(1,0)
Cambil	0,08	(1,0)
Campillo de Arenas	0,10	(1,0)
Canena	0,05	(1,0)
Carboneros	0,04	(1,0)
Cárcheles	0,09	(1,0)
Castellar	0,04	(1,0)
Castillo de Locubín	0,10	(1,0)
Cazalilla	0,05	(1,0)
Cazorla	0,06	(1,0)
Chilluévar	0,06	(1,0)
Escañuela	0,06	(1,0)
Espelúy	0,05	(1,0)
Frailes	0,12	(1,0)
Fuensanta de Martos	0,08	(1,0)
Fuerte del Rey	0,06	(1,0)
Guardia de Jaén, La	0,07	(1,0)
Guarromán	0,04	(1,0)
Higuera de Calatrava	0,06	(1,0)
Hinojares	0,08	(1,0)
Hornos	0,04	(1,0)
Huelma	0,08	(1,0)
Huesa	0,07	(1,0)
Ibros	0,05	(1,0)
Iruela, La	0,06	(1,0)
Iznatoraf	0,05	(1,0)
Jabalquinto	0,05	(1,0)
Jaén	0,07	(1,0)
Jamilena	0,07	(1,0)
Jimena	0,06	(1,0)
Jódar	0,06	(1,0)
Lahiguera	0,05	(1,0)
Larva	0,07	(1,0)
Linares	0,05	(1,0)
Lopera	0,05	(1,0)
Lupión	0,06	(1,0)
Mancha Real	0,07	(1,0)
Marmolejo	0,05	(1,0)
Martos	0,07	(1,0)
Mengíbar	0,06	(1,0)
Navas de San Juan	0,04	(1,0)
Noalejo	0,11	(1,0)
Peal de Becerro	0,06	(1,0)
Pegalajar	0,07	(1,0)
Porcuna	0,06	(1,0)
Pozo Alcón	0,08	(1,0)
Quesada	0,07	(1,0)
Rus	0,05	(1,0)
Sabiote	0,05	(1,0)
Santiago de Calatrava	0,06	(1,0)
Santiago Pontones	0,05	(1,0)
Santisteban del Puerto	0,04	(1,0)
Santo Tomé	0,06	(1,0)
Sorihuela del Guadalimar	0,04	(1,0)
Torre del Campo	0,07	(1,0)
Torreblascopedro	0,06	(1,0)
Torredonjimeno	0,07	(1,0)
Torreperojil	0,05	(1,0)
Torres	0,07	(1,0)
Úbeda	0,06	(1,0)
Valdepeñas de Jaén	0,09	(1,0)
Vilches	0,04	(1,0)
Villacarrillo	0,05	(1,0)
Villanueva de la Reina	0,05	(1,0)
Villanueva del Arzobispo	0,04	(1,0)
Villardompardo	0,06	(1,0)
Villares, Los	0,08	(1,0)
Villatorres	0,06	(1,0)

Provincia de Málaga

Alameda	0,08	(1,0)
Alcaucín	0,21	(1,0)
Alfarnate	0,16	(1,0)
Alfarnatejo	0,16	(1,0)
Algarrobo	0,18	(1,0)
Algatocín	0,07	(1,0)
Alhaurín de la Torre	0,08	(1,0)
Alhaurín el Grande	0,08	(1,0)
Almáchar	0,16	(1,0)
Almargen	0,08	(1,0)
Almogía	0,09	(1,0)
Álora	0,08	(1,0)
Alozaina	0,08	(1,0)
Alpandeire	0,07	(1,0)
Antequera	0,09	(1,0)

Municipio	a_b/g	K
Árchez	0,21	(1,0)
Archidona	0,11	(1,0)
Ardales	0,08	(1,0)
Arenas	0,20	(1,0)
Arriate	0,08	(1,0)
Atajate	0,07	(1,0)
Benadalid	0,07	(1,0)
Benahavís	0,07	(1,0)
Benalauría	0,07	(1,0)
Benalmádena	0,08	(1,0)
Benamargosa	0,17	(1,0)
Benamocarra	0,17	(1,0)
Benaoján	0,07	(1,0)
Benarrabá	0,07	(1,0)
Borge, El	0,16	(1,0)
Burgo, El	0,08	(1,0)
Campillos	0,08	(1,0)
Canillas de Aceituno	0,21	(1,0)
Canillas de Albaida	0,21	(1,0)
Cañete la Real	0,08	(1,0)
Carratraca	0,08	(1,0)
Cartajima	0,07	(1,0)
Cártama	0,08	(1,0)
Casabermeja	0,11	(1,0)
Casarabonela	0,08	(1,0)
Casares	0,07	(1,1)
Coín	0,07	(1,0)
Colmenar	0,14	(1,0)
Comares	0,16	(1,0)
Cómpeta	0,21	(1,0)
Cortes de la Frontera	0,07	(1,0)
Cuevas Bajas	0,09	(1,0)
Cuevas de San Marcos	0,09	(1,0)
Cuevas del Becerro	0,08	(1,0)
Cútar	0,17	(1,0)
Estepona	0,07	(1,1)
Faraján	0,07	(1,0)
Frigiliana	0,19	(1,0)
Fuengirola	0,07	(1,0)
Fuente de Piedra	0,08	(1,0)
Gaucín	0,07	(1,1)
Genalguacil	0,07	(1,0)
Guaro	0,07	(1,0)
Humilladero	0,08	(1,0)
Igualeja	0,08	(1,0)
Istán	0,07	(1,0)
Iznate	0,16	(1,0)
Jimera de Líbar	0,07	(1,0)
Jubrique	0,07	(1,0)
Júzcar	0,07	(1,0)
Macharaviaya	0,15	(1,0)
Málaga	0,11	(1,0)
Manilva	0,06	(1,1)
Marbella	0,07	(1,0)
Mijas	0,07	(1,0)
Moclinejo	0,15	(1,0)
Mollina	0,08	(1,0)
Monda	0,07	(1,0)
Montejaque	0,07	(1,0)
Nerja	0,17	(1,0)
Ojén	0,07	(1,0)
Parauta	0,08	(1,0)
Periana	0,19	(1,0)
Pizarra	0,08	(1,0)
Pujerra	0,07	(1,0)
Rincón de la Victoria	0,12	(1,0)
Riogordo	0,16	(1,0)
Ronda	0,08	(1,0)
Salares	0,21	(1,0)
Sayalonga	0,19	(1,0)
Sedella	0,21	(1,0)
Sierra de Yeguas	0,08	(1,0)
Teba	0,08	(1,0)
Tolox	0,08	(1,0)
Torremolinos	0,08	(1,0)
Torrox	0,18	(1,0)
Totalán	0,13	(1,0)
Valle de Abdalajís	0,08	(1,0)
Vélez Málaga	0,18	(1,0)
Villanueva de Algaidas	0,09	(1,0)
Villanueva de Tapia	0,11	(1,0)
Villanueva del Rosario	0,13	(1,0)
Villanueva del Trabuco	0,13	(1,0)
Viñuela	0,19	(1,0)
Yunquera	0,08	(1,0)

Provincia de Sevilla

Aguadulce	0,07	(1,0)
Alanís	0,04	(1,2)
Albaida del Aljarafe	0,07	(1,1)
Alcalá de Guadaira	0,06	(1,1)
Alcalá del Río	0,07	(1,1)
Alcolea del Río	0,06	(1,1)
Algaba, La	0,07	(1,2)
Algámitas	0,08	(1,0)
Almadén de la Plata	0,05	(1,2)
Almensilla	0,07	(1,1)
Arahal	0,06	(1,1)
Aznalcázar	0,08	(1,2)
Aznalcóllar	0,07	(1,2)
Badolatosa	0,07	(1,0)
Benacazón	0,08	(1,1)
Bollullos de la Mitación	0,07	(1,1)
Bormujos	0,07	(1,1)
Brenes	0,06	(1,1)
Burguillos	0,06	(1,1)
Cabezas de San Juan, Las	0,07	(1,1)
Camas	0,07	(1,2)
Campana, La	0,06	(1,1)
Cantillana	0,06	(1,1)
Cañada Rosal	0,06	(1,1)
Carmona	0,06	(1,1)
Carrión de los Céspedes	0,08	(1,2)
Casariche	0,07	(1,0)
Castilblanco de los Arroyos	0,06	(1,2)
Castilleja de Guzmán	0,07	(1,2)
Castilleja de la Cuesta	0,07	(1,1)
Castilleja del Campo	0,08	(1,2)
Castillo de las Guardas, El	0,07	(1,2)
Cazalla de la Sierra	0,05	(1,2)
Constantina	0,05	(1,1)
Coria del Río	0,07	(1,1)

Municipio	a_b/g	K
Coripe	0,08	(1,0)
Coronil, El	0,07	(1,1)
Corrales, Los	0,08	(1,0)
Cuervo de Sevilla, El	0,06	(1,2)
Dos Hermanas	0,07	(1,1)
Écija	0,06	(1,1)
Espartinas	0,07	(1,1)
Estepa	0,07	(1,0)
Fuentes de Andalucía	0,06	(1,1)
Garrobo, El	0,07	(1,2)
Gelves	0,07	(1,1)
Gerena	0,07	(1,2)
Gilena	0,07	(1,0)
Gines	0,07	(1,1)
Guadalcanal	0,04	(1,2)
Guillena	0,07	(1,2)
Herrera	0,06	(1,0)
Huévar de Aljarafe	0,08	(1,2)
Isla Mayor	0,08	(1,2)
Lantejuela, La	0,06	(1,1)
Lebrija	0,06	(1,2)
Lora de Estepa	0,07	(1,0)
Lora del Río	0,06	(1,1)
Luisiana, La	0,06	(1,1)
Madroño, El	0,07	(1,2)
Mairena del Alcor	0,06	(1,1)
Mairena del Aljarafe	0,07	(1,1)
Marchena	0,06	(1,1)
Marinaleda	0,06	(1,0)
Martín de la Jara	0,08	(1,0)
Molares, Los	0,06	(1,1)
Montellano	0,07	(1,1)
Morón de la Frontera	0,07	(1,1)
Navas de la Concepción, Las	0,05	(1,1)
Olivares	0,07	(1,1)
Osuna	0,07	(1,0)
Palacios y Villafranca, Los	0,07	(1,1)
Palomares del Río	0,07	(1,1)
Paradas	0,06	(1,1)
Pedrera	0,07	(1,0)
Pedroso, El	0,05	(1,1)
Peñaflor	0,06	(1,1)
Pilas	0,08	(1,2)
Pruna	0,08	(1,0)
Puebla de Cazalla, La	0,06	(1,1)
Puebla de los Infantes, La	0,06	(1,1)
Puebla del Río, La	0,07	(1,1)
Real de la Jara, El	0,05	(1,2)
Rinconada, La	0,07	(1,1)
Roda de Andalucía, La	0,07	(1,0)
Ronquillo, El	0,06	(1,2)
Rubio, El	0,06	(1,0)
Salteras	0,07	(1,2)
San Juan de Aznalfarache	0,07	(1,1)
San Nicolás del Puerto	0,04	(1,2)
Sanlúcar la Mayor	0,08	(1,1)
Santiponce	0,07	(1,2)
Saucejo, El	0,08	(1,0)
Sevilla	0,07	(1,1)
Tocina	0,06	(1,1)
Tomares	0,07	(1,1)
Umbrete	0,07	(1,1)
Utrera	0,06	(1,1)
Valencina de La Concepción	0,07	(1,2)
Villamanrique de La Condesa	0,08	(1,2)
Villanueva de San Juan	0,08	(1,0)
Villanueva del Ariscal	0,07	(1,1)
Villanueva del Río Y Minas	0,06	(1,1)
Villaverde del Río	0,06	(1,1)
Viso del Alcor, El	0,06	(1,1)

ARAGÓN

Provincia de Huesca

Aínsa Sobrarbe	0,05	(1,0)
Aisa	0,05	(1,0)
Ansó	0,05	(1,0)
Aragüés del Puerto	0,05	(1,0)
Benasque	0,05	(1,0)
Bielsa	0,10	(1,0)
Biescas	0,07	(1,0)
Bisaurri	0,04	(1,0)
Boltaña	0,05	(1,0)
Borau	0,05	(1,0)
Broto	0,08	(1,0)
Campo	0,04	(1,0)
Canal de Berdún	0,04	(1,0)
Canfranc	0,07	(1,0)
Castejón de Sos	0,04	(1,0)
Castiello de Jaca	0,05	(1,0)
Chía	0,05	(1,0)
Fago	0,05	(1,0)
Fanlo	0,09	(1,0)
Fiscal	0,05	(1,0)
Foradada del Toscar	0,04	(1,0)
Fueva, La	0,04	(1,0)
Gistaín	0,06	(1,0)
Hoz de Jaca	0,09	(1,0)
Jaca	0,04	(1,0)
Jasa	0,05	(1,0)
Labuerda	0,06	(1,0)
Laspuña	0,07	(1,0)
Llert	0,04	(1,0)
Palo	0,04	(1,0)
Panticosa	0,10	(1,0)
Plan	0,08	(1,0)
Puente la Reina de Jaca	0,04	(1,0)
Puértolas	0,08	(1,0)
Pueyo de Araguás, El	0,05	(1,0)
Sabiñánigo	0,04	(1,0)
Sahún	0,05	(1,0)
Sallent de Gállego	0,10	(1,0)
San Juan de Plan	0,08	(1,0)
Santa Cilia de Jaca	0,04	(1,0)
Santa Cruz de la Serós	0,04	(1,0)
Seira	0,04	(1,0)
Sesué	0,05	(1,0)
Tella Sin	0,09	(1,0)
Torla	0,09	(1,0)
Valle de Hecho	0,06	(1,0)
Villanova	0,05	(1,0)
Villanúa	0,06	(1,0)

Municipio	a_b/g	K
Yebra de Basa	0,04	(1,0)
Yésero	0,07	(1,0)
Provincia de Zaragoza		
Artieda	0,04	(1,0)
Bagüés	0,04	(1,0)
Mianos	0,04	(1,0)
Navardún	0,04	(1,0)
Pintanos, Los	0,04	(1,0)
Salvatierra de Esca	0,05	(1,0)
Sigüés	0,04	(1,0)
Undués de Lerda	0,04	(1,0)
Urriés	0,04	(1,0)
CANARIAS		
Provincia de Las Palmas		
Agaete	0,04	(1,0)
Agüimes	0,04	(1,0)
Antigua	0,04	(1,0)
Arrecife	0,04	(1,0)
Artenara	0,04	(1,0)
Arucas	0,04	(1,0)
Betancuria	0,04	(1,0)
Firgas	0,04	(1,0)
Gáldar	0,04	(1,0)
Haría	0,04	(1,0)
Ingenio	0,04	(1,0)
Mogán	0,04	(1,0)
Moya	0,04	(1,0)
Oliva, La	0,04	(1,0)
Pájara	0,04	(1,0)
Palmas de Gran Canaria, Las	0,04	(1,0)
Puerto del Rosario	0,04	(1,0)
San Bartolomé	0,04	(1,0)
San Bartolomé de Tirajana	0,04	(1,0)
San Nicolás de Tolentino	0,04	(1,0)
Santa Brígida	0,04	(1,0)
Santa Lucía de Tirajana	0,04	(1,0)
Santa María de Guía de Gran Canaria	0,04	(1,0)
Teguise	0,04	(1,0)
Tejeda	0,04	(1,0)
Telde	0,04	(1,0)
Teror	0,04	(1,0)
Tías	0,04	(1,0)
Tinajo	0,04	(1,0)
Tuineje	0,04	(1,0)
Valleseco	0,04	(1,0)
Valsequillo de Gran Canaria	0,04	(1,0)
Vega de San Mateo	0,04	(1,0)
Yaiza	0,04	(1,0)
Provincia de Santa Cruz de Tenerife		
Adeje	0,04	(1,0)
Agulo	0,04	(1,0)
Alajeró	0,04	(1,0)
Arafo	0,04	(1,0)
Arico	0,04	(1,0)
Arona	0,04	(1,0)
Barlovento	0,04	(1,0)
Breña Alta	0,04	(1,0)
Breña Baja	0,04	(1,0)
Buenavista del Norte	0,04	(1,0)
Candelaria	0,04	(1,0)
Fasnia	0,04	(1,0)
Frontera	0,04	(1,0)
Fuencaliente de la Palma	0,04	(1,0)
Garachico	0,04	(1,0)
Garafía	0,04	(1,0)
Granadilla de Abona	0,04	(1,0)
Guancha, La	0,04	(1,0)
Guía de Isora	0,04	(1,0)
Güímar	0,04	(1,0)
Hermigua	0,04	(1,0)
Icod de los Vinos	0,04	(1,0)
Llanos de Aridane, Los	0,04	(1,0)
Matanza de Acentejo, La	0,04	(1,0)
Orotava, La	0,04	(1,0)
Paso, El	0,04	(1,0)
Puerto de la Cruz	0,04	(1,0)
Puntagorda	0,04	(1,0)
Puntallana	0,04	(1,0)
Realejos, Los	0,04	(1,0)
Rosario, El	0,04	(1,0)
San Andrés y Sauces	0,04	(1,0)
San Cristóbal de la Laguna	0,04	(1,0)
San Juan de la Rambla	0,04	(1,0)
San Miguel de Abona	0,04	(1,0)
San Sebastián de la Gomera	0,04	(1,0)
Santa Cruz de la Palma	0,04	(1,0)
Santa Cruz de Tenerife	0,04	(1,0)
Santa Úrsula	0,04	(1,0)
Santiago del Teide	0,04	(1,0)
Sauzal, El	0,04	(1,0)
Silos, Los	0,04	(1,0)
Tacoronte	0,04	(1,0)
Tanque, El	0,04	(1,0)
Tazacorte	0,04	(1,0)
Tegueste	0,04	(1,0)
Tijarafe	0,04	(1,0)
Valle Gran Rey	0,04	(1,0)
Vallehermoso	0,04	(1,0)
Valverde	0,04	(1,0)
Victoria de Acentejo, La	0,04	(1,0)
Vilaflor	0,04	(1,0)
Villa de Mazo	0,04	(1,0)
CASTILLA-LA MANCHA		
Provincia de Albacete		
Alatoz	0,05	(1,0)
Albatana	0,07	(1,0)
Alcadozo	0,05	(1,0)
Almansa	0,07	(1,0)
Alpera	0,07	(1,0)

Municipio	a_b/g	K
Ayna	0,05	(1,0)
Balsa de Ves	0,04	(1,0)
Bonete	0,07	(1,0)
Carcelén	0,05	(1,0)
Caudete	0,07	(1,0)
Corral Rubio	0,06	(1,0)
Elche de La Sierra	0,06	(1,0)
Férez	0,07	(1,0)
Fuente Álamo	0,07	(1,0)
Hellín	0,07	(1,0)
Higueruela	0,05	(1,0)
Hoya Gonzalo	0,05	(1,0)
Letur	0,06	(1,0)
Liétor	0,06	(1,0)
Molinicos	0,04	(1,0)
Montealegre del Castillo	0,07	(1,0)
Nerpio	0,05	(1,0)
Ontur	0,07	(1,0)
Pétrola	0,06	(1,0)
Pozohondo	0,04	(1,0)
Socovos	0,07	(1,0)
Tobarra	0,07	(1,0)
Villa de Ves	0,04	(1,0)
Yeste	0,04	(1,0)

CATALUÑA

Provincia de Barcelona

Municipio	a_b/g	K
Abrera	0,04	(1,0)
Aiguafreda	0,05	(1,0)
Alella	0,04	(1,0)
Alpens	0,08	(1,0)
Ametlla del Vallès, L'	0,04	(1,0)
Arenys de Mar	0,04	(1,0)
Arenys de Munt	0,04	(1,0)
Argentona	0,04	(1,0)
Artés	0,04	(1,0)
Avià	0,05	(1,0)
Avinyó	0,04	(1,0)
Avinyonet del Penedès	0,04	(1,0)
Badalona	0,04	(1,0)
Badia del Vallès	0,04	(1,0)
Bagà	0,07	(1,0)
Balenyà	0,05	(1,0)
Balsareny	0,04	(1,0)
Barberà del Vallès	0,04	(1,0)
Barcelona	0,04	(1,0)
Begues	0,04	(1,0)
Bellprat	0,04	(1,0)
Berga	0,05	(1,0)
Bigues i Riells	0,04	(1,0)
Borredà	0,07	(1,0)
Bruc, El	0,04	(1,0)
Brull, El	0,05	(1,0)
Cabanyes, Les	0,04	(1,0)
Cabrera de Mar	0,04	(1,0)
Cabrera d'Igualada	0,04	(1,0)
Cabrils	0,04	(1,0)
Calders	0,04	(1,0)
Caldes de Montbui	0,04	(1,0)
Caldes d'Estrac	0,04	(1,0)
Calella	0,04	(1,0)
Calldetenes	0,06	(1,0)
Campins	0,05	(1,0)
Canet de Mar	0,04	(1,0)
Canovelles	0,04	(1,0)
Cànoves i Samalús	0,05	(1,0)
Canyelles	0,04	(1,0)
Capellades	0,04	(1,0)
Capolat	0,04	(1,0)
Cardedeu	0,04	(1,0)
Carme	0,04	(1,0)
Casserres	0,04	(1,0)
Castell de l'Areny	0,07	(1,0)
Castellar de n'Hug	0,08	(1,0)
Castellar del Riu	0,05	(1,0)
Castellar del Vallès	0,04	(1,0)
Castellbell i El Vilar	0,04	(1,0)
Castellbisbal	0,04	(1,0)
Castellcir	0,04	(1,0)
Castelldefels	0,04	(1,0)
Castellet I la Gornal	0,04	(1,0)
Castellfollit del Boix	0,04	(1,0)
Castellgalí	0,04	(1,0)
Castellolí	0,04	(1,0)
Castellterçol	0,04	(1,0)
Castellví de la Marca	0,04	(1,0)
Castellví de Rosanes	0,04	(1,0)
Centelles	0,05	(1,0)
Cercs	0,06	(1,0)
Cerdanyola del Vallès	0,04	(1,0)
Cervelló	0,04	(1,0)
Collbató	0,04	(1,0)
Collsuspina	0,05	(1,0)
Corbera de Llobregat	0,04	(1,0)
Cornellà de Llobregat	0,04	(1,0)
Cubelles	0,04	(1,0)
Dosrius	0,04	(1,0)
Esparreguera	0,04	(1,0)
Esplugues de Llobregat	0,04	(1,0)
Espunyola, L'	0,04	(1,0)
Estany, L'	0,05	(1,0)
Figaró Montmany	0,04	(1,0)
Fígols	0,06	(1,0)
Fogars de La Selva	0,05	(1,0)
Fogars de Montclús	0,05	(1,0)
Folgueroles	0,07	(1,0)
Font Rubí	0,04	(1,0)
Franqueses del Vallès, Les	0,04	(1,0)
Gaià	0,04	(1,0)
Gallifa	0,04	(1,0)
Garriga, La	0,04	(1,0)
Gavà	0,04	(1,0)
Gelida	0,04	(1,0)
Gironella	0,04	(1,0)
Gisclareny	0,06	(1,0)
Granada, La	0,04	(1,0)
Granera	0,04	(1,0)
Granollers	0,04	(1,0)
Gualba	0,05	(1,0)
Guardiola de Berguedà	0,07	(1,0)
Gurb	0,06	(1,0)

Municipio	a_b/g	K
Hospitalet de Llobregat, L'	0,04	(1,0)
Hostalets de Pierola, Els	0,04	(1,0)
Igualada	0,04	(1,0)
Jorba	0,04	(1,0)
Llacuna, La	0,04	(1,0)
Llagosta, La	0,04	(1,0)
Lliçà d'Amunt	0,04	(1,0)
Lliçà de Vall	0,04	(1,0)
Llinars del Vallès	0,04	(1,0)
Lluçà	0,06	(1,0)
Malgrat de Mar	0,04	(1,0)
Malla	0,05	(1,0)
Manlleu	0,08	(1,0)
Manresa	0,04	(1,0)
Marganell	0,04	(1,0)
Martorell	0,04	(1,0)
Martorelles	0,04	(1,0)
Masies de Roda, Les	0,08	(1,0)
Masies de Voltregà, Les	0,08	(1,0)
Masnou, El	0,04	(1,0)
Masquefa	0,04	(1,0)
Matadepera	0,04	(1,0)
Mataró	0,04	(1,0)
Mediona	0,04	(1,0)
Moià	0,04	(1,0)
Molins de Rei	0,04	(1,0)
Mollet del Vallès	0,04	(1,0)
Monistrol de Calders	0,04	(1,0)
Monistrol de Montserrat	0,04	(1,0)
Montcada i Reixac	0,04	(1,0)
Montclar	0,04	(1,0)
Montesquiu	0,09	(1,0)
Montgat	0,04	(1,0)
Montmeló	0,04	(1,0)
Montornès del Vallès	0,04	(1,0)
Montseny	0,05	(1,0)
Muntanyola	0,05	(1,0)
Mura	0,04	(1,0)
Navarcles	0,04	(1,0)
Nou de Berguedà, La	0,06	(1,0)
Òdena	0,04	(1,0)
Olèrdola	0,04	(1,0)
Olesa de Bonesvalls	0,04	(1,0)
Olesa de Montserrat	0,04	(1,0)
Olivella	0,04	(1,0)
Olost	0,05	(1,0)
Olvan	0,05	(1,0)
Orís	0,08	(1,0)
Oristà	0,05	(1,0)
Orpí	0,04	(1,0)
Òrrius	0,04	(1,0)
Pacs del Penedès	0,04	(1,0)
Palafolls	0,04	(1,0)
Palau Solità i Plegamans	0,04	(1,0)
Palma de Cervelló, La	0,04	(1,0)
Pallejà	0,04	(1,0)
Papiol, El	0,04	(1,0)
Parets del Vallès	0,04	(1,0)
Perafita	0,06	(1,0)
Piera	0,04	(1,0)
Pineda de Mar	0,04	(1,0)
Pla del Penedès, El	0,04	(1,0)
Pobla de Claramunt, La	0,04	(1,0)
Pobla de Lillet, La	0,08	(1,0)
Polinyà	0,04	(1,0)
Pont de Vilomara i Rocafort, El	0,04	(1,0)
Pontons	0,04	(1,0)
Prat de Llobregat, El	0,04	(1,0)
Prats de Lluçanès	0,05	(1,0)
Premià de Dalt	0,04	(1,0)
Premià de Mar	0,04	(1,0)
Puigdàlber	0,04	(1,0)
Puig Reig	0,04	(1,0)
Quar, La	0,06	(1,0)
Rellinars	0,04	(1,0)
Ripollet	0,04	(1,0)
Roca del Vallès, La	0,04	(1,0)
Roda de Ter	0,08	(1,0)
Rubí	0,04	(1,0)
Rubió	0,04	(1,0)
Rupit i Pruit	0,09	(1,0)
Sabadell	0,04	(1,0)
Sagàs	0,05	(1,0)
Saldes	0,06	(1,0)
Sallent	0,04	(1,0)
Sant Adrià de Besòs	0,04	(1,0)
Sant Agustí de Lluçanès	0,07	(1,0)
Sant Andreu de la Barca	0,04	(1,0)
Sant Andreu de Llavaneres	0,04	(1,0)
Sant Antoni de Vilamajor	0,04	(1,0)
Sant Bartomeu del Grau	0,06	(1,0)
Sant Boi de Llobregat	0,04	(1,0)
Sant Boi de Lluçanès	0,07	(1,0)
Sant Cebrià de Vallalta	0,04	(1,0)
Sant Celoni	0,05	(1,0)
Sant Climent de Llobregat	0,04	(1,0)
Sant Cugat del Vallès	0,04	(1,0)
Sant Cugat Sesgarrigues	0,04	(1,0)
Sant Esteve de Palautordera	0,05	(1,0)
Sant Esteve Sesrovires	0,04	(1,0)
Sant Feliu de Codines	0,04	(1,0)
Sant Feliu de Llobregat	0,04	(1,0)
Sant Feliu Sasserra	0,04	(1,0)
Sant Fost de Campsentelles	0,04	(1,0)
Sant Fruitós de Bages	0,04	(1,0)
Sant Hipòlit de Voltregà	0,07	(1,0)
Sant Iscle de Vallalta	0,04	(1,0)
Sant Jaume de Frontanyà	0,08	(1,0)
Sant Joan de Vilatorrada	0,04	(1,0)
Sant Joan de Mediona	0,05	(1,0)
Sant Joan Despí	0,04	(1,0)
Sant Julià de Cerdanyola	0,07	(1,0)
Sant Julià de Vilatorta	0,06	(1,0)
Sant Just Desvern	0,04	(1,0)
Sant Llorenç d'Hortons	0,04	(1,0)
Sant Llorenç Savall	0,04	(1,0)
Sant Martí d'Albars	0,06	(1,0)
Sant Martí de Centelles	0,05	(1,0)
Sant Martí de Tous	0,04	(1,0)
Sant Martí Sarroca	0,04	(1,0)
Sant Pere de Ribes	0,04	(1,0)
Sant Pere de Riudebitlles	0,04	(1,0)
Sant Pere de Torelló	0,09	(1,0)

Municipio	a_b/g	K
Sant Pere de Vilamajor	0,05	(1,0)
Sant Pol de Mar	0,04	(1,0)
Sant Quintí de Mediona	0,04	(1,0)
Sant Quirze de Besora	0,09	(1,0)
Sant Quirze del Vallès	0,04	(1,0)
Sant Quirze Safaja	0,04	(1,0)
Sant Sadurní d'Anoia	0,04	(1,0)
Sant Sadurní d'Osormort	0,06	(1,0)
Sant Salvador de Guardiola	0,04	(1,0)
Sant Vicenç de Castellet	0,04	(1,0)
Sant Vicenç de Montalt	0,04	(1,0)
Sant Vicenç de Torelló	0,09	(1,0)
Sant Vicenç dels Horts	0,04	(1,0)
Santa Cecília de Voltregà	0,07	(1,0)
Santa Coloma de Cervelló	0,04	(1,0)
Santa Coloma de Gramenet	0,04	(1,0)
Santa Eugènia de Berga	0,06	(1,0)
Santa Eulàlia de Riuprimer	0,05	(1,0)
Santa Eulàlia de Ronçana	0,04	(1,0)
Santa Fe del Penedès	0,04	(1,0)
Santa Margarida de Montbui	0,04	(1,0)
Santa Margarida i Els Monjos	0,04	(1,0)
Santa Maria de Besora	0,09	(1,0)
Santa Maria de Corcó	0,09	(1,0)
Santa Maria de Martorelles	0,04	(1,0)
Santa Maria de Merlès	0,05	(1,0)
Santa Maria de Miralles	0,04	(1,0)
Santa Maria de Palautordera	0,05	(1,0)
Santa Maria d'Oló	0,04	(1,0)
Santa Perpètua de Mogoda	0,04	(1,0)
Santa Susanna	0,04	(1,0)
Santpedor	0,04	(1,0)
Sentmenat	0,04	(1,0)
Seva	0,05	(1,0)
Sitges	0,04	(1,0)
Sobremunt	0,07	(1,0)
Sora	0,08	(1,0)
Subirats	0,04	(1,0)
Tagamanent	0,05	(1,0)
Talamanca	0,04	(1,0)
Taradell	0,05	(1,0)
Tavèrnoles	0,07	(1,0)
Tavertet	0,08	(1,0)
Teià	0,04	(1,0)
Terrassa	0,04	(1,0)
Tiana	0,04	(1,0)
Tona	0,05	(1,0)
Tordera	0,05	(1,0)
Torelló	0,08	(1,0)
Torre de Claramunt, La	0,04	(1,0)
Torrelavit	0,04	(1,0)
Torrelles de Foix	0,04	(1,0)
Torrelles de Llobregat	0,04	(1,0)
Ullastrell	0,04	(1,0)
Vacarisses	0,04	(1,0)
Vallbona d'Anoia	0,04	(1,0)
Vallcebre	0,06	(1,0)
Vallgorguina	0,04	(1,0)
Vallirana	0,04	(1,0)
Vallromanes	0,04	(1,0)
Vic	0,06	(1,0)
Vilada	0,06	(1,0)
Viladecans	0,04	(1,0)
Viladecavalls	0,04	(1,0)
Vilafranca del Penedès	0,04	(1,0)
Vilalba Sasserra	0,04	(1,0)
Vilanova de Sau	0,07	(1,0)
Vilanova del Camí	0,04	(1,0)
Vilanova del Vallès	0,04	(1,0)
Vilanova i la Geltrú	0,04	(1,0)
Vilassar de Dalt	0,04	(1,0)
Vilassar de Mar	0,04	(1,0)
Vilobí del Penedès	0,04	(1,0)
Provincia de Girona		
Agullana	0,09	(1,0)
Aiguaviva	0,07	(1,0)
Albanyà	0,10	(1,0)
Albons	0,07	(1,0)
Alp	0,07	(1,0)
Amer	0,09	(1,0)
Anglès	0,08	(1,0)
Arbúcies	0,05	(1,0)
Argelaguer	0,10	(1,0)
Armentera, L'	0,08	(1,0)
Avinyonet de Puigventós	0,09	(1,0)
Banyoles	0,10	(1,0)
Bàscara	0,09	(1,0)
Begur	0,05	(1,0)
Bellcaire d'Empordà	0,07	(1,0)
Besalú	0,10	(1,0)
Bescanó	0,08	(1,0)
Beuda	0,10	(1,0)
Bisbal d'Empordà, La	0,06	(1,0)
Biure	0,09	(1,0)
Blanes	0,04	(1,0)
Boadella d'Empordà	0,09	(1,0)
Bolvir	0,07	(1,0)
Bordils	0,09	(1,0)
Borrassà	0,09	(1,0)
Breda	0,05	(1,0)
Brunyola	0,07	(1,0)
Cabanelles	0,10	(1,0)
Cabanes	0,08	(1,0)
Cadaqués	0,05	(1,0)
Caldes de Malavella	0,05	(1,0)
Calonge	0,05	(1,0)
Camós	0,10	(1,0)
Campdevànol	0,09	(1,0)
Campelles	0,10	(1,0)
Campllong	0,06	(1,0)
Camprodon	0,11	(1,0)
Canet D'adri	0,09	(1,0)
Cantallops	0,08	(1,0)
Capmany	0,08	(1,0)
Cassà de la Selva	0,06	(1,0)
Castellfollit de la Roca	0,11	(1,0)
Castelló d'Empúries	0,08	(1,0)
Castell Platja d'Aro	0,05	(1,0)
Cellera de Ter, La	0,08	(1,0)
Celrà	0,09	(1,0)
Cervià de Ter	0,09	(1,0)

Municipio	a_b/g	K
Cistella	0,10	(1,0)
Colera	0,06	(1,0)
Colomers	0,08	(1,0)
Corçà	0,07	(1,0)
Cornellà del Terri	0,10	(1,0)
Crespià	0,10	(1,0)
Cruïlles, Monells i Sant Sadurní de l'Heura	0,07	(1,0)
Darnius	0,09	(1,0)
Das	0,07	(1,0)
Escala, L'	0,07	(1,0)
Espinelves	0,06	(1,0)
Espolla	0,08	(1,0)
Esponellà	0,10	(1,0)
Far d'Empordà, El	0,08	(1,0)
Figueres	0,09	(1,0)
Flaçà	0,08	(1,0)
Foixà	0,08	(1,0)
Fontanals de Cerdanya	0,08	(1,0)
Fontanilles	0,06	(1,0)
Fontcoberta	0,10	(1,0)
Forallac	0,06	(1,0)
Fornells de la Selva	0,07	(1,0)
Fortià	0,08	(1,0)
Garrigàs	0,09	(1,0)
Garrigoles	0,08	(1,0)
Garriguella	0,07	(1,0)
Ger	0,07	(1,0)
Girona	0,08	(1,0)
Gombrèn	0,09	(1,0)
Gualta	0,07	(1,0)
Guils de Cerdanya	0,07	(1,0)
Hostalric	0,05	(1,0)
Isòvol	0,07	(1,0)
Jafre	0,08	(1,0)
Jonquera, La	0,09	(1,0)
Juià	0,08	(1,0)
Lladó	0,10	(1,0)
Llagostera	0,05	(1,0)
Llambilles	0,07	(1,0)
Llanars	0,11	(1,0)
Llançà	0,07	(1,0)
Llers	0,09	(1,0)
Llívia	0,08	(1,0)
Lloret de Mar	0,04	(1,0)
Llosses, Les	0,08	(1,0)
Maçanet de Cabrenys	0,10	(1,0)
Maçanet de la Selva	0,05	(1,0)
Madremanya	0,08	(1,0)
Maià de Montcal	0,10	(1,0)
Masarac	0,08	(1,0)
Massanes	0,05	(1,0)
Meranges	0,07	(1,0)
Mieres	0,10	(1,0)
Mollet de Peralada	0,08	(1,0)
Molló	0,11	(1,0)
Montagut	0,11	(1,0)
Mont Ras	0,05	(1,0)
Navata	0,10	(1,0)
Ogassa	0,11	(1,0)
Olot	0,10	(1,0)
Ordis	0,09	(1,0)
Osor	0,08	(1,0)
Palafrugell	0,05	(1,0)
Palamós	0,04	(1,0)
Palau de Santa Eulàlia	0,09	(1,0)
Palau Sator	0,06	(1,0)
Palau Saverdera	0,07	(1,0)
Palol de Revardit	0,09	(1,0)
Pals	0,06	(1,0)
Pardines	0,10	(1,0)
Parlavà	0,07	(1,0)
Pau	0,07	(1,0)
Pedret i Marzà	0,07	(1,0)
Pera, La	0,08	(1,0)
Peralada	0,08	(1,0)
Planes d'Hostoles, Les	0,10	(1,0)
Planoles	0,09	(1,0)
Pont de Molins	0,09	(1,0)
Pontós	0,09	(1,0)
Porqueres	0,10	(1,0)
Port de la Selva, El	0,06	(1,0)
Portbou	0,06	(1,0)
Preses, Les	0,10	(1,0)
Puigcerdà	0,08	(1,0)
Quart	0,07	(1,0)
Queralbs	0,10	(1,0)
Rabós	0,08	(1,0)
Regencós	0,05	(1,0)
Ribes de Freser	0,10	(1,0)
Riells i Viabrea	0,05	(1,0)
Ripoll	0,10	(1,0)
Riudarenes	0,05	(1,0)
Riudaura	0,10	(1,0)
Riudellots de la Selva	0,06	(1,0)
Riumors	0,08	(1,0)
Roses	0,06	(1,0)
Rupià	0,08	(1,0)
Sales de Llierca	0,11	(1,0)
Salt	0,08	(1,0)
Sant Andreu Salou	0,06	(1,0)
Sant Aniol de Finestres	0,10	(1,0)
Sant Climent Sescebes	0,08	(1,0)
Sant Feliu de Buixalleu	0,05	(1,0)
Sant Feliu de Guíxols	0,04	(1,0)
Sant Feliu de Pallerols	0,10	(1,0)
Sant Ferriol	0,10	(1,0)
Sant Gregori	0,08	(1,0)
Sant Hilari Sacalm	0,06	(1,0)
Sant Jaume de Llierca	0,10	(1,0)
Sant Joan de les Abadesses	0,10	(1,0)
Sant Joan de Mollet	0,08	(1,0)
Sant Joan les Fonts	0,11	(1,0)
Sant Jordi Desvalls	0,09	(1,0)
Sant Julià de Ramis	0,09	(1,0)
Sant Julià del Llor i Bonmatí	0,08	(1,0)
Sant Llorenç de la Muga	0,10	(1,0)
Sant Martí de Llémena	0,09	(1,0)
Sant Martí Vell	0,08	(1,0)
Sant Miquel de Campmajor	0,10	(1,0)
Sant Miquel de Fluvià	0,09	(1,0)
Sant Mori	0,09	(1,0)
Sant Pau de Segúries	0,11	(1,0)
Sant Pere Pescador	0,08	(1,0)

Municipio	a_b/g	K
Santa Coloma de Farners	0,06	(1,0)
Santa Cristina d'Aro	0,05	(1,0)
Santa Llogaia a'Àlguema	0,09	(1,0)
Santa Pau	0,10	(1,0)
Sarrià de Ter	0,09	(1,0)
Saus	0,09	(1,0)
Selva de Mar, La	0,06	(1,0)
Serinyà	0,10	(1,0)
Serra de Daró	0,07	(1,0)
Setcases	0,10	(1,0)
Sils	0,05	(1,0)
Siurana	0,08	(1,0)
Susqueda	0,08	(1,0)
Tallada d'Empordà, La	0,08	(1,0)
Terrades	0,09	(1,0)
Torrent	0,05	(1,0)
Torroella de Fluvià	0,08	(1,0)
Torroella de Montgrí	0,07	(1,0)
Tortellà	0,11	(1,0)
Toses	0,09	(1,0)
Tossa de Mar	0,04	(1,0)
Ullà	0,07	(1,0)
Ullastret	0,07	(1,0)
Ultramort	0,08	(1,0)
Urús	0,07	(1,0)
Vajol, La	0,09	(1,0)
Vall de Bianya, La	0,11	(1,0)
Vall d'en Bas, La	0,10	(1,0)
Vallfogona de Ripollès	0,10	(1,0)
Vall Llobrega	0,05	(1,0)
Ventalló	0,08	(1,0)
Verges	0,08	(1,0)
Vidrà	0,10	(1,0)
Vidreres	0,05	(1,0)
Vilabertran	0,08	(1,0)
Vilablareix	0,08	(1,0)
Viladamat	0,08	(1,0)
Viladasens	0,09	(1,0)
Vilademuls	0,09	(1,0)
Viladrau	0,06	(1,0)
Vilafant	0,09	(1,0)
Vilajuïga	0,07	(1,0)
Vilallonga de Ter	0,11	(1,0)
Vilamacolum	0,08	(1,0)
Vilamalla	0,09	(1,0)
Vilamaniscle	0,07	(1,0)
Vilanant	0,09	(1,0)
Vila Sacra	0,08	(1,0)
Vilaür	0,09	(1,0)
Vilobí d'Onyar	0,06	(1,0)
Vilopriu	0,08	(1,0)

Provincia de Lleida

Alàs i Cerc	0,06	(1,0)
Alins	0,06	(1,0)
Alt Àneu	0,05	(1,0)
Arres	0,04	(1,0)
Arsèguel	0,06	(1,0)
Bausen	0,05	(1,0)
Bellaguarda	0,04	(1,0)
Bellver de Cerdanya	0,07	(1,0)
Bòrdes, Es	0,04	(1,0)
Bossòst	0,04	(1,0)
Canejan	0,04	(1,0)
Cava	0,06	(1,0)
Coma i la Pedra, La	0,05	(1,0)
Espot	0,04	(1,0)
Estamariu	0,06	(1,0)
Esterri d'Àneu	0,05	(1,0)
Esterri de Cardós	0,06	(1,0)
Farrera	0,05	(1,0)
Gósol	0,06	(1,0)
Guingueta d'Àneu, La	0,05	(1,0)
Guixers	0,04	(1,0)
Josa i Tuixén	0,05	(1,0)
Les	0,04	(1,0)
Lladorre	0,06	(1,0)
Llavorsí	0,05	(1,0)
Lles de Cerdanya	0,07	(1,0)
Montellà i Martinet	0,07	(1,0)
Montferrer i Castellbò	0,06	(1,0)
Naut Aran	0,04	(1,0)
Pobla de Cérvoles, La	0,04	(1,0)
Pont de Bar, El	0,06	(1,0)
Prats i Sansor	0,07	(1,0)
Prullans	0,07	(1,0)
Rialp	0,04	(1,0)
Ribera d'Urgellet	0,05	(1,0)
Sant Llorenç de Morunys	0,04	(1,0)
Seu d'Urgell, La	0,06	(1,0)
Soriguera	0,04	(1,0)
Sort	0,04	(1,0)
Tarrés	0,04	(1,0)
Tírvia	0,05	(1,0)
Vall de Cardós	0,05	(1,0)
Valls d'Aguilar, Les	0,04	(1,0)
Valls de Valira, Les	0,06	(1,0)
Vansa i Fórnols, La	0,05	(1,0)
Vielha e Mijaran	0,04	(1,0)
Vilamòs	0,04	(1,0)
Vilosell, El	0,04	(1,0)

Provincia de Tarragona

Aiguamúrcia	0,04	(1,0)
Albinyana	0,04	(1,0)
Albiol, L'	0,04	(1,0)
Alcover	0,04	(1,0)
Aldea, L'	0,04	(1,0)
Aldover	0,04	(1,0)
Aleixar, L'	0,04	(1,0)
Alforja	0,04	(1,0)
Alió	0,04	(1,0)
Almoster	0,04	(1,0)
Altafulla	0,04	(1,0)
Ametlla de Mar, L'	0,04	(1,0)
Ampolla, L'	0,04	(1,0)
Amposta	0,04	(1,0)
Arboç, L'	0,04	(1,0)
Arbolí	0,04	(1,0)
Argentera, L'	0,04	(1,0)

Municipio	a_b/g	K
Ascó	0,04	(1,0)
Banyeres del Penedès	0,04	(1,0)
Barberà de la Conca	0,04	(1,0)
Bellmunt del Priorat	0,04	(1,0)
Bellvei	0,04	(1,0)
Benifallet	0,04	(1,0)
Benissanet	0,04	(1,0)
Bisbal de Falset, La	0,04	(1,0)
Bisbal del Penedès, La	0,04	(1,0)
Blancafort	0,04	(1,0)
Bonastre	0,04	(1,0)
Borges del Camp, Les	0,04	(1,0)
Botarell	0,04	(1,0)
Bràfim	0,04	(1,0)
Cabacés	0,04	(1,0)
Cabra del Camp	0,04	(1,0)
Calafell	0,04	(1,0)
Camarles	0,04	(1,0)
Cambrils	0,04	(1,0)
Capafonts	0,04	(1,0)
Capçanes	0,04	(1,0)
Castellvell del Camp	0,04	(1,0)
Catllar, El	0,04	(1,0)
Colldejou	0,04	(1,0)
Conesa	0,04	(1,0)
Constantí	0,04	(1,0)
Corbera d'Ebre	0,04	(1,0)
Cornudella de Montsant	0,04	(1,0)
Creixell	0,04	(1,0)
Cunit	0,04	(1,0)
Deltebre	0,04	(1,0)
Duesaigües	0,04	(1,0)
Espluga de Francolí, L'	0,04	(1,0)
Falset	0,04	(1,0)
Fatarella, La	0,04	(1,0)
Febró, La	0,04	(1,0)
Figuera, La	0,04	(1,0)
Figuerola del Camp	0,04	(1,0)
Flix	0,04	(1,0)
Forès	0,04	(1,0)
Freginals	0,04	(1,0)
Garcia	0,04	(1,0)
Garidells, Els	0,04	(1,0)
Ginestar	0,04	(1,0)
Gratallops	0,04	(1,0)
Guiamets, Els	0,04	(1,0)
Lloar, El	0,04	(1,0)
Llorenç del Penedès	0,04	(1,0)
Marçà	0,04	(1,0)
Margalef	0,04	(1,0)
Masdenverge	0,04	(1,0)
Masllorenç	0,04	(1,0)
Masó, La	0,04	(1,0)
Maspujols	0,04	(1,0)
Masroig, El	0,04	(1,0)
Milà, El	0,04	(1,0)
Miravet	0,04	(1,0)
Molar, El	0,04	(1,0)
Montblanc	0,04	(1,0)
Montbrió del Camp	0,04	(1,0)
Montferri	0,04	(1,0)
Montmell, El	0,04	(1,0)
Mont Ral	0,04	(1,0)
Mont Roig del Camp	0,04	(1,0)
Móra d'Ebre	0,04	(1,0)
Móra la Nova	0,04	(1,0)
Morell, El	0,04	(1,0)
Morera de Montsant, La	0,04	(1,0)
Nou de Gaià, La	0,04	(1,0)
Nulles	0,04	(1,0)
Pallaresos, Els	0,04	(1,0)
Palma d'Ebre, La	0,04	(1,0)
Perafort	0,04	(1,0)
Perelló, El	0,04	(1,0)
Piles, Les	0,04	(1,0)
Pinell de Brai, El	0,04	(1,0)
Pira	0,04	(1,0)
Pla de Santa Maria, El	0,04	(1,0)
Pobla de Mafumet, La	0,04	(1,0)
Pobla de Montornès, La	0,04	(1,0)
Poboleda	0,04	(1,0)
Pont d'Armentera, El	0,04	(1,0)
Pontils	0,04	(1,0)
Porrera	0,04	(1,0)
Pradell de La Teixeta	0,04	(1,0)
Prades	0,04	(1,0)
Pratdip	0,04	(1,0)
Puigpelat	0,04	(1,0)
Querol	0,04	(1,0)
Rasquera	0,04	(1,0)
Renau	0,04	(1,0)
Reus	0,04	(1,0)
Riba, La	0,04	(1,0)
Riera de Gaià, La	0,04	(1,0)
Riudecanyes	0,04	(1,0)
Riudecols	0,04	(1,0)
Riudoms	0,04	(1,0)
Rocafort de Queralt	0,04	(1,0)
Roda de Barà	0,04	(1,0)
Rodonyà	0,04	(1,0)
Roquetes	0,04	(1,0)
Rourell, El	0,04	(1,0)
Salomó	0,04	(1,0)
Salou	0,04	(1,0)
Sant Carles de la Ràpita	0,04	(1,0)
Sant Jaume dels Domenys	0,04	(1,0)
Sant Jaume d'Enveja	0,04	(1,0)
Santa Bàrbara	0,04	(1,0)
Santa Coloma de Queralt	0,04	(1,0)
Santa Oliva	0,04	(1,0)
Sarral	0,04	(1,0)
Secuita, La	0,04	(1,0)
Selva del Camp, La	0,04	(1,0)
Solivella	0,04	(1,0)
Tarragona	0,04	(1,0)
Tivenys	0,04	(1,0)
Tivissa	0,04	(1,0)
Torre de Fontaubella, La	0,04	(1,0)
Torre de l'Espanyol, La	0,04	(1,0)
Torredembarra	0,04	(1,0)
Torroja del Priorat	0,04	(1,0)
Tortosa	0,04	(1,0)
Ulldemolins	0,04	(1,0)
Vallclara	0,04	(1,0)

Municipio	a_b/g	K
Vallmoll	0,04	(1,0)
Valls	0,04	(1,0)
Vandellòs i l'Hospitalet de l'Infant	0,04	(1,0)
Vendrell, El	0,04	(1,0)
Vespella de Gaià	0,04	(1,0)
Vilabella	0,04	(1,0)
Vilallonga del Camp	0,04	(1,0)
Vilanova de Prades	0,04	(1,0)
Vilanova d'Escornalbou	0,04	(1,0)
Vilaplana	0,04	(1,0)
Vila Rodona	0,04	(1,0)
Vila Seca	0,04	(1,0)
Vilaverd	0,04	(1,0)
Vilella Alta, La	0,04	(1,0)
Vilella Baixa, La	0,04	(1,0)
Vimbodí	0,04	(1,0)
Vinebre	0,04	(1,0)
Vinyols i els Arcs	0,04	(1,0)
Xerta	0,04	(1,0)

COMUNIDAD VALENCIANA

Provincia de Alicante/Alacant

Adsubia	0,07	(1,0)
Agost	0,11	(1,0)
Agres	0,07	(1,0)
Aigües	0,11	(1,0)
Albatera	0,15	(1,0)
Alcalalí	0,07	(1,0)
Alcocer de Planes	0,07	(1,0)
Alcoleja	0,08	(1,0)
Alcoy/Alcoi	0,07	(1,0)
Alfafara	0,07	(1,0)
Alfàs del Pi, L'	0,08	(1,0)
Algorfa	0,16	(1,0)
Algueña	0,12	(1,0)
Alicante/Alacant	0,14	(1,0)
Almoradí	0,16	(1,0)
Almudaina	0,07	(1,0)
Alqueria d'Asnar, L'	0,07	(1,0)
Altea	0,08	(1,0)
Aspe	0,13	(1,0)
Balones	0,07	(1,0)
Banyeres de Mariola	0,07	(1,0)
Benasau	0,07	(1,0)
Beneixama	0,07	(1,0)
Benejúzar	0,16	(1,0)
Benferri	0,15	(1,0)
Beniarbeig	0,07	(1,0)
Beniardá	0,07	(1,0)
Beniarrés	0,07	(1,0)
Benidoleig	0,07	(1,0)
Benidorm	0,09	(1,0)
Benifallim	0,08	(1,0)
Benifato	0,08	(1,0)
Benigembla	0,07	(1,0)
Benijófar	0,15	(1,0)
Benilloba	0,07	(1,0)
Benillup	0,07	(1,0)
Benimantell	0,08	(1,0)
Benimarfull	0,07	(1,0)
Benimassot	0,07	(1,0)
Benimeli	0,07	(1,0)
Benissa	0,06	(1,0)
Benitachell/Poble Nou de Benitatxell,El	0,05	(1,0)
Biar	0,07	(1,0)
Bigastro	0,16	(1,0)
Bolulla	0,07	(1,0)
Busot	0,11	(1,0)
Callosa de Segura	0,16	(1,0)
Callosa d'en Sarrià	0,08	(1,0)
Calpe/Calp	0,06	(1,0)
Campello, El	0,13	(1,0)
Campo de Mirra/Camp de Mirra, El	0,07	(1,0)
Cañada	0,07	(1,0)
Castalla	0,08	(1,0)
Castell de Castells	0,07	(1,0)
Catral	0,15	(1,0)
Cocentaina	0,07	(1,0)
Confrides	0,08	(1,0)
Cox	0,16	(1,0)
Crevillent	0,15	(1,0)
Daya Nueva	0,16	(1,0)
Daya Vieja	0,16	(1,0)
Dénia	0,06	(1,0)
Dolores	0,16	(1,0)
Elche/Elx	0,15	(1,0)
Elda	0,09	(1,0)
Facheca	0,07	(1,0)
Famorca	0,07	(1,0)
Finestrat	0,09	(1,0)
Formentera del Segura	0,15	(1,0)
Gaianes	0,07	(1,0)
Gata de Gorgos	0,06	(1,0)
Gorga	0,07	(1,0)
Granja de Rocamora	0,15	(1,0)
Guadalest	0,07	(1,0)
Guardamar del Segura	0,15	(1,0)
Hondón de las Nieves	0,13	(1,0)
Hondón de los Frailes	0,14	(1,0)
Ibi	0,08	(1,0)
Jacarilla	0,16	(1,0)
Jalón/Xaló	0,07	(1,0)
Jávea/Xàbia	0,05	(1,0)
Jijona/Xixona	0,09	(1,0)
Lorcha/Orxa, L'	0,07	(1,0)
Llíber	0,07	(1,0)
Millena	0,07	(1,0)
Monforte del Cid	0,12	(1,0)
Monóvar/Monòver	0,10	(1,0)
Montesinos, Los	0,15	(1,0)
Murla	0,07	(1,0)
Muro de Alcoy	0,07	(1,0)
Mutxamel	0,13	(1,0)
Novelda	0,12	(1,0)
Nucia, La	0,08	(1,0)
Ondara	0,06	(1,0)
Onil	0,07	(1,0)
Orba	0,07	(1,0)

Municipio	a_b/g	K
Orihuela	0,16	(1,0)
Orxeta	0,09	(1,0)
Parcent	0,07	(1,0)
Pedreguer	0,06	(1,0)
Pego	0,07	(1,0)
Penàguila	0,07	(1,0)
Petrer	0,09	(1,0)
Pilar de la Horadada	0,12	(1,0)
Pinoso	0,09	(1,0)
Planes	0,07	(1,0)
Poblets, Els	0,06	(1,0)
Polop	0,08	(1,0)
Quatretondeta	0,07	(1,0)
Rafal	0,16	(1,0)
Ràfol d'Almúnia, El	0,07	(1,0)
Redován	0,16	(1,0)
Relleu	0,08	(1,0)
Rojales	0,15	(1,0)
Romana, La	0,11	(1,0)
Sagra	0,07	(1,0)
Salinas	0,08	(1,0)
San Fulgencio	0,16	(1,0)
San Isidro	0,15	(1,0)
San Miguel de Salinas	0,15	(1,0)
San Vicente del Raspeig/ Sant Vicent del Raspeig	0,13	(1,0)
Sanet Y Negrals	0,07	(1,0)
Sant Joan d'Alacant	0,13	(1,0)
Santa Pola	0,15	(1,0)
Sax	0,08	(1,0)
Sella	0,08	(1,0)
Senija	0,06	(1,0)
Tárbena	0,07	(1,0)
Teulada	0,06	(1,0)
Tibi	0,09	(1,0)
Tollos	0,07	(1,0)
Tormos	0,07	(1,0)
Torremanzanas/Torre de les Maçanes, La	0,08	(1,0)
Torrevieja	0,14	(1,0)
Vall d'Alcalà, La	0,07	(1,0)
Vall de Ebo	0,07	(1,0)
Vall de Gallinera	0,07	(1,0)
Vall de Laguar, La	0,07	(1,0)
Verger, El	0,06	(1,0)
Villajoyosa/Vila Joiosa, La	0,11	(1,0)
Villena	0,07	(1,0)

Provincia de Valencia/València

Ador	0,07	(1,0)
Agullent	0,07	(1,0)
Aielo de Malferit	0,07	(1,0)
Aielo de Rugat	0,07	(1,0)
Alaquàs	0,07	(1,0)
Albaida	0,07	(1,0)
Albal	0,07	(1,0)
Albalat de La Ribera	0,07	(1,0)
Albalat dels Sorells	0,06	(1,0)
Albalat dels Tarongers	0,04	(1,0)
Alberic	0,07	(1,0)
Alborache	0,06	(1,0)
Alboraya	0,06	(1,0)
Albuixech	0,06	(1,0)
Alcàntera de Xúquer	0,07	(1,0)
Alcàsser	0,07	(1,0)
Alcúdia de Crespins, L'	0,07	(1,0)
Alcúdia, L'	0,07	(1,0)
Aldaia	0,07	(1,0)
Alfafar	0,07	(1,0)
Alfara del Patriarca	0,06	(1,0)
Alfarp	0,07	(1,0)
Alfarrasí	0,07	(1,0)
Alfauir	0,07	(1,0)
Algemesí	0,07	(1,0)
Algimia de Alfara	0,04	(1,0)
Alginet	0,07	(1,0)
Almàssera	0,06	(1,0)
Almiserà	0,07	(1,0)
Almoines	0,07	(1,0)
Almussafes	0,07	(1,0)
Alquería de la Condesa/ Alquería de la Comtessa, L'	0,07	(1,0)
Alzira	0,07	(1,0)
Anna	0,07	(1,0)
Antella	0,07	(1,0)
Atzeneta d'Albaida	0,07	(1,0)
Ayora	0,07	(1,0)
Barx	0,07	(1,0)
Barxeta	0,07	(1,0)
Bèlgida	0,07	(1,0)
Bellreguard	0,07	(1,0)
Bellús	0,07	(1,0)
Benaguasil	0,05	(1,0)
Beneixida	0,07	(1,0)
Benetússer	0,07	(1,0)
Beniarjó	0,07	(1,0)
Beniatjar	0,07	(1,0)
Benicolet	0,07	(1,0)
Benifaió	0,07	(1,0)
Benifairó de la Valldigna	0,07	(1,0)
Beniflá	0,07	(1,0)
Benigánim	0,07	(1,0)
Benimodo	0,07	(1,0)
Benimuslem	0,07	(1,0)
Beniparrell	0,07	(1,0)
Benirredrà	0,07	(1,0)
Benisanó	0,05	(1,0)
Benisoda	0,07	(1,0)
Benisuera	0,07	(1,0)
Bétera	0,06	(1,0)
Bicorp	0,07	(1,0)
Bocairent	0,07	(1,0)
Bolbaite	0,07	(1,0)
Bonrepòs i Mirambell	0,06	(1,0)
Bufali	0,07	(1,0)
Buñol	0,06	(1,0)
Burjassot	0,06	(1,0)
Canals	0,07	(1,0)
Canet D'en Berenguer	0,04	(1,0)
Carcaixent	0,07	(1,0)
Càrcer	0,07	(1,0)
Carlet	0,07	(1,0)

Municipio	a_b/g	K
Carrícola	0,07	(1,0)
Castelló de Rugat	0,07	(1,0)
Castellonet de la Conquesta	0,07	(1,0)
Catadau	0,07	(1,0)
Catarroja	0,07	(1,0)
Cerdà	0,07	(1,0)
Chella	0,07	(1,0)
Cheste	0,06	(1,0)
Chiva	0,06	(1,0)
Cofrentes	0,06	(1,0)
Corbera	0,07	(1,0)
Cortes de Pallás	0,06	(1,0)
Cotes	0,07	(1,0)
Cullera	0,07	(1,0)
Daimús	0,07	(1,0)
Dos Aguas	0,07	(1,0)
Eliana, L'	0,06	(1,0)
Emperador	0,06	(1,0)
Enguera	0,07	(1,0)
Ènova, L'	0,07	(1,0)
Estivella	0,04	(1,0)
Estubeny	0,07	(1,0)
Favara	0,07	(1,0)
Foios	0,06	(1,0)
Font de la Figuera, La	0,07	(1,0)
Font d'en Carròs, La	0,07	(1,0)
Fontanars dels Alforins	0,07	(1,0)
Fortaleny	0,07	(1,0)
Gandia	0,07	(1,0)
Gavarda	0,07	(1,0)
Genovés	0,07	(1,0)
Gilet	0,05	(1,0)
Godella	0,06	(1,0)
Godelleta	0,06	(1,0)
Granja de la Costera, La	0,07	(1,0)
Guadasequies	0,07	(1,0)
Guadassuar	0,07	(1,0)
Guardamar	0,07	(1,0)
Jalance	0,06	(1,0)
Jarafuel	0,06	(1,0)
Loriguilla	0,06	(1,0)
Lugar Nuevo de la Corona	0,07	(1,0)
Llanera de Ranes	0,07	(1,0)
Llaurí	0,07	(1,0)
Llíria	0,05	(1,0)
Llocnou de Sant Jeroni	0,07	(1,0)
Llocnou d'en Fenollet	0,07	(1,0)
Llombai	0,07	(1,0)
Llosa de Ranes	0,07	(1,0)
Llutxent	0,07	(1,0)
Macastre	0,06	(1,0)
Manises	0,06	(1,0)
Manuel	0,07	(1,0)
Masalavés	0,07	(1,0)
Massalfassar	0,06	(1,0)
Massamagrell	0,06	(1,0)
Massanassa	0,07	(1,0)
Meliana	0,06	(1,0)
Millares	0,07	(1,0)
Miramar	0,07	(1,0)
Mislata	0,07	(1,0)
Mogente/Moixent	0,07	(1,0)
Moncada	0,06	(1,0)
Monserrat	0,07	(1,0)
Montaverner	0,07	(1,0)
Montesa	0,07	(1,0)
Montichelvo	0,07	(1,0)
Montroy	0,07	(1,0)
Museros	0,06	(1,0)
Náquera	0,05	(1,0)
Navarrés	0,07	(1,0)
Novelé/Novetlè	0,07	(1,0)
Oliva	0,07	(1,0)
Olleria, L'	0,07	(1,0)
Olocau	0,04	(1,0)
Ontinyent	0,07	(1,0)
Otos	0,07	(1,0)
Paiporta	0,07	(1,0)
Palma de Gandía	0,07	(1,0)
Palmera	0,07	(1,0)
Palomar, El	0,07	(1,0)
Paterna	0,06	(1,0)
Pedralba	0,04	(1,0)
Petrés	0,04	(1,0)
Picanya	0,07	(1,0)
Picassent	0,07	(1,0)
Piles	0,07	(1,0)
Pinet	0,07	(1,0)
Pobla de Farnals, La	0,06	(1,0)
Pobla de Vallbona, La	0,05	(1,0)
Pobla del Duc, La	0,07	(1,0)
Pobla Llarga, La	0,07	(1,0)
Polinyà de Xúquer	0,07	(1,0)
Potríes	0,07	(1,0)
Puçol	0,05	(1,0)
Puig	0,05	(1,0)
Quart de Poblet	0,07	(1,0)
Quatretonda	0,07	(1,0)
Quesa	0,07	(1,0)
Rafelbuñol/Rafelbunyol	0,06	(1,0)
Rafelcofer	0,07	(1,0)
Rafelguaraf	0,07	(1,0)
Ráfol de Salem	0,07	(1,0)
Real de Gandía	0,07	(1,0)
Real de Montroi	0,07	(1,0)
Riba Roja de Túria	0,06	(1,0)
Riola	0,07	(1,0)
Rocafort	0,06	(1,0)
Rotglá y Corberá	0,07	(1,0)
Rótova	0,07	(1,0)
Rugat	0,07	(1,0)
Sagunto/Sagunt	0,04	(1,0)
Salem	0,07	(1,0)
San Antonio de Benagéber	0,06	(1,0)
San Juan de Énova	0,07	(1,0)
Sedaví	0,07	(1,0)
Segart	0,05	(1,0)
Sellent	0,07	(1,0)
Sempere	0,07	(1,0)
Senyera	0,07	(1,0)
Serra	0,05	(1,0)
Siete Aguas	0,04	(1,0)
Silla	0,07	(1,0)
Simat de la Valldigna	0,07	(1,0)

Municipio	a_b/g	K
Sollana	0,07	(1,0)
Sueca	0,07	(1,0)
Sumacàrcer	0,07	(1,0)
Tavernes Blanques	0,06	(1,0)
Tavernes de la Valldigna	0,07	(1,0)
Teresa de Cofrentes	0,07	(1,0)
Terrateig	0,07	(1,0)
Torrella	0,07	(1,0)
Torrent	0,07	(1,0)
Torres Torres	0,04	(1,0)
Tous	0,07	(1,0)
Turís	0,06	(1,0)
Valencia	0,06	(1,0)
Vallada	0,07	(1,0)
Vallés	0,07	(1,0)
Vilamarxant	0,05	(1,0)
Villalonga	0,07	(1,0)
Villanueva de Castellón	0,07	(1,0)
Vinalesa	0,06	(1,0)
Xàtiva	0,07	(1,0)
Xeraco	0,07	(1,0)
Xeresa	0,07	(1,0)
Xirivella	0,07	(1,0)
Yátova	0,06	(1,0)
Zarra	0,07	(1,0)

EXTREMADURA

Provincia de Badajoz

Aceuchal	0,04	(1,3)
Albuera, La	0,05	(1,3)
Alburquerque	0,04	(1,3)
Alconchel	0,06	(1,3)
Alconera	0,04	(1,3)
Almendral	0,05	(1,3)
Atalaya	0,05	(1,3)
Badajoz	0,05	(1,3)
Barcarrota	0,05	(1,3)
Bienvenida	0,04	(1,3)
Bodonal de la Sierra	0,05	(1,3)
Burguillos del Cerro	0,05	(1,3)
Cabeza la Vaca	0,05	(1,3)
Calera de León	0,05	(1,3)
Calzadilla de los Barros	0,04	(1,3)
Casas de Reina	0,04	(1,2)
Codosera, La	0,04	(1,3)
Corte de Peleas	0,04	(1,3)
Cheles	0,07	(1,2)
Entrín Bajo	0,04	(1,3)
Feria	0,04	(1,3)
Fregenal de la Sierra	0,05	(1,3)
Fuente de Cantos	0,04	(1,3)
Fuente del Arco	0,04	(1,2)
Fuente del Maestre	0,04	(1,3)
Fuentes de León	0,05	(1,3)
Higuera de Vargas	0,06	(1,3)
Higuera la Real	0,06	(1,3)
Jerez de los Caballeros	0,05	(1,3)
Lapa, La	0,04	(1,3)
Llerena	0,04	(1,3)
Lobón	0,04	(1,3)
Malcocinado	0,04	(1,2)
Medina de las Torres	0,04	(1,3)
Monesterio	0,04	(1,3)
Montemolín	0,04	(1,3)
Morera, La	0,05	(1,3)
Nogales	0,05	(1,3)
Oliva de la Frontera	0,06	(1,3)
Olivenza	0,05	(1,3)
Parra, La	0,05	(1,3)
Puebla de la Calzada	0,04	(1,3)
Puebla de Sancho Pérez	0,04	(1,3)
Puebla del Maestre	0,04	(1,2)
Pueblonuevo del Guadiana	0,05	(1,3)
Reina	0,04	(1,2)
Roca de la Sierra	0,05	(1,3)
Salvaleón	0,05	(1,3)
Salvatierra de los Barros	0,05	(1,3)
San Vicente de Alcántara	0,04	(1,2)
Santa Marta	0,04	(1,3)
Santos de Maimona, Los	0,04	(1,3)
Segura de León	0,05	(1,3)
Solana de los Barros	0,04	(1,3)
Talavera la Real	0,04	(1,3)
Táliga	0,06	(1,3)
Torre de Miguel Sesmero	0,05	(1,3)
Trasierra	0,04	(1,2)
Usagre	0,04	(1,3)
Valdelacalzada	0,04	(1,3)
Valencia del Mombuey	0,08	(1,2)
Valencia del Ventoso	0,05	(1,3)
Valle de Matamoros	0,05	(1,3)
Valle de Santa Ana	0,05	(1,3)
Valverde de Burguillos	0,05	(1,3)
Valverde de Leganés	0,05	(1,3)
Villafranca de los Barros	0,04	(1,3)
Villagarcía de la Torre	0,04	(1,3)
Villalba de los Barros	0,04	(1,3)
Villanueva del Fresno	0,07	(1,2)
Villar del Rey	0,05	(1,3)
Zafra	0,04	(1,3)
Zahínos	0,06	(1,3)

Provincia de Cáceres

Carbajo	0,04	(1,2)
Cedillo	0,07	(1,1)
Herrera de Alcántara	0,06	(1,1)
Membrío	0,04	(1,2)
Salorino	0,04	(1,2)
Santiago de Alcántara	0,04	(1,2)
Valencia de Alcántara	0,04	(1,2)

GALICIA

Provincia de A Coruña

Melide	0,04	(1,0)
Santiso	0,04	(1,0)
Toques	0,04	(1,0)

Municipio	a_b/g	K
Provincia de Lugo		
Abadín	0,04	(1,0)
Alfoz	0,04	(1,0)
Antas de Ulla	0,04	(1,0)
Baleira	0,04	(1,0)
Baralla	0,04	(1,0)
Barreiros	0,04	(1,0)
Becerreá	0,04	(1,0)
Begonte	0,04	(1,0)
Bóveda	0,04	(1,0)
Carballedo	0,04	(1,0)
Castro de Rei	0,04	(1,0)
Castroverde	0,04	(1,0)
Cervantes	0,04	(1,0)
Chantada	0,04	(1,0)
Corgo, O	0,04	(1,0)
Cospeito	0,04	(1,0)
Folgoso do Courel	0,04	(1,0)
Fonsagrada, A	0,04	(1,0)
Foz	0,04	(1,0)
Friol	0,04	(1,0)
Guitiriz	0,04	(1,0)
Guntín	0,04	(1,0)
Incio, O	0,04	(1,0)
Láncara	0,04	(1,0)
Lourenzá	0,04	(1,0)
Lugo	0,04	(1,0)
Meira	0,04	(1,0)
Mondoñedo	0,04	(1,0)
Monforte de Lemos	0,04	(1,0)
Monterroso	0,04	(1,0)
Muras	0,04	(1,0)
Navia de Suarna	0,04	(1,0)
Nogais, As	0,04	(1,0)
Ourol	0,04	(1,0)
Outeiro de Rei	0,04	(1,0)
Palas de Rei	0,04	(1,0)
Pantón	0,04	(1,0)
Paradela	0,04	(1,0)
Páramo, O	0,04	(1,0)
Pastoriza, A	0,04	(1,0)
Pedrafita do Cebreiro	0,04	(1,0)
Pobra do Brollón, A	0,04	(1,0)
Pol	0,04	(1,0)
Pontenova, A	0,04	(1,0)
Portomarín	0,04	(1,0)
Quiroga	0,04	(1,0)
Rábade	0,04	(1,0)
Ribas de Sil	0,04	(1,0)
Ribeira de Piquín	0,04	(1,0)
Riotorto	0,04	(1,0)
Samos	0,04	(1,0)
Sarria	0,04	(1,0)
Saviñao, O	0,04	(1,0)
Sober	0,04	(1,0)
Taboada	0,04	(1,0)
Trabada	0,04	(1,0)
Triacastela	0,04	(1,0)
Valadouro, O	0,04	(1,0)
Vilalba	0,04	(1,0)
Xermade	0,04	(1,0)

Municipio	a_b/g	K
Provincia de Ourense		
Allariz	0,04	(1,0)
Amoeiro	0,04	(1,0)
Arnoia, A	0,04	(1,0)
Avión	0,04	(1,0)
Baltar	0,04	(1,0)
Bande	0,04	(1,0)
Baños de Molgas	0,04	(1,0)
Barbadás	0,04	(1,0)
Beade	0,04	(1,0)
Beariz	0,04	(1,0)
Blancos, Os	0,04	(1,0)
Boborás	0,04	(1,0)
Bola, A	0,04	(1,0)
Bolo, O	0,04	(1,0)
Calvos de Randín	0,04	(1,0)
Carballeda de Avia	0,04	(1,0)
Carballiño, O	0,04	(1,0)
Cartelle	0,04	(1,0)
Castrelo de Miño	0,04	(1,0)
Castrelo do Val	0,04	(1,0)
Castro Caldelas	0,04	(1,0)
Celanova	0,04	(1,0)
Cenlle	0,04	(1,0)
Coles	0,04	(1,0)
Cortegada	0,04	(1,0)
Cualedro	0,04	(1,0)
Chandrexa de Queixa	0,04	(1,0)
Entrimo	0,04	(1,0)
Esgos	0,04	(1,0)
Gomesende	0,04	(1,0)
Irixo, O	0,04	(1,0)
Larouco	0,04	(1,0)
Laza	0,04	(1,0)
Leiro	0,04	(1,0)
Lobeira	0,04	(1,0)
Lobios	0,04	(1,0)
Maceda	0,04	(1,0)
Manzaneda	0,04	(1,0)
Maside	0,04	(1,0)
Melón	0,04	(1,0)
Merca, A	0,04	(1,0)
Montederramo	0,04	(1,0)
Monterrei	0,04	(1,0)
Muíños	0,04	(1,0)
Nogueira de Ramuín	0,04	(1,0)
Oímbra	0,04	(1,0)
Ourense	0,04	(1,0)
Paderne de Allariz	0,04	(1,0)
Padrenda	0,04	(1,0)
Parada de Sil	0,04	(1,0)
Pereiro de Aguiar, O	0,04	(1,0)
Peroxa, A	0,04	(1,0)
Petín	0,04	(1,0)
Piñor	0,04	(1,0)
Pobra de Trives, A	0,04	(1,0)
Pontedeva	0,04	(1,0)
Porqueira	0,04	(1,0)
Punxín	0,04	(1,0)
Quintela de Leirado	0,04	(1,0)
Rairiz de Veiga	0,04	(1,0)

Municipio	a_b/g	K
Ramirás	0,04	(1,0)
Ribadavia	0,04	(1,0)
Rúa, A	0,04	(1,0)
San Amaro	0,04	(1,0)
San Cibrao das Viñas	0,04	(1,0)
San Cristovo de Cea	0,04	(1,0)
San Xoán de Río	0,04	(1,0)
Sandiás	0,04	(1,0)
Sarreaus	0,04	(1,0)
Taboadela	0,04	(1,0)
Teixeira, A	0,04	(1,0)
Toén	0,04	(1,0)
Trasmiras	0,04	(1,0)
Verea	0,04	(1,0)
Verín	0,04	(1,0)
Viana do Bolo	0,04	(1,0)
Vilamarín	0,04	(1,0)
Vilamartín de Valdeorras	0,04	(1,0)
Vilar de Barrio	0,04	(1,0)
Vilar de Santos	0,04	(1,0)
Vilariño de Conso	0,04	(1,0)
Xinzo de Limia	0,04	(1,0)
Xunqueira de Ambía	0,04	(1,0)
Xunqueira de Espadanedo	0,04	(1,0)

Provincia de Pontevedra

Agolada	0,04	(1,0)
Arbo	0,04	(1,0)
Cañiza, A	0,04	(1,0)
Covelo	0,04	(1,0)
Crecente	0,04	(1,0)
Dozón	0,04	(1,0)
Forcarei	0,04	(1,0)
Igrexa, A	0,04	(1,0)
Lalín	0,04	(1,0)
Mondariz	0,04	(1,0)
Mondariz Balneario o Troncoso	0,04	(1,0)
Neves, As	0,04	(1,0)
Pedreira, A	0,04	(1,0)
Rodeiro	0,04	(1,0)
Silleda	0,04	(1,0)
Vila de Cruces	0,04	(1,0)

ILLES BALEARS

Provincia de Illes Balears

Alaior	0,04	(1,0)
Alaró	0,04	(1,0)
Alcúdia	0,04	(1,0)
Algaida	0,04	(1,0)
Andratx	0,04	(1,0)
Ariany	0,04	(1,0)
Artà	0,04	(1,0)
Banyalbufar	0,04	(1,0)
Binissalem	0,04	(1,0)
Búger	0,04	(1,0)
Bunyola	0,04	(1,0)
Calvià	0,04	(1,0)
Campanet	0,04	(1,0)
Campos	0,04	(1,0)
Capdepera	0,04	(1,0)
Castell, Es	0,04	(1,0)
Ciutadella de Menorca	0,04	(1,0)
Consell	0,04	(1,0)
Costitx	0,04	(1,0)
Deyá	0,04	(1,0)
Eivissa	0,04	(1,0)
Escorca	0,04	(1,0)
Esporles	0,04	(1,0)
Estellencs	0,04	(1,0)
Felanitx	0,04	(1,0)
Ferreries	0,04	(1,0)
Formentera	0,04	(1,0)
Fornalutx	0,04	(1,0)
Inca	0,04	(1,0)
Lloret de Vistaalegre	0,04	(1,0)
Lloseta	0,04	(1,0)
Llubí	0,04	(1,0)
Llucmajor	0,04	(1,0)
Mahón	0,04	(1,0)
Manacor	0,04	(1,0)
Mancor de la Vall	0,04	(1,0)
Maria de la Salut	0,04	(1,0)
Marratxí	0,04	(1,0)
Mercadal, Es	0,04	(1,0)
Migjorn Gran, Es	0,04	(1,0)
Montuïri	0,04	(1,0)
Muro	0,04	(1,0)
Palma de Mallorca	0,04	(1,0)
Petra	0,04	(1,0)
Pobla, Sa	0,04	(1,0)
Pollença	0,04	(1,0)
Porreres	0,04	(1,0)
Puigpunyent	0,04	(1,0)
Salines, Ses	0,04	(1,0)
San José	0,04	(1,0)
Sant Antoni de Portmany	0,04	(1,0)
Sant Joan	0,04	(1,0)
Sant Joan de Labritja	0,04	(1,0)
Sant Llorenç des Cardassar	0,04	(1,0)
Sant Lluís	0,04	(1,0)
Santa Eugènia	0,04	(1,0)
Santa Eulalia del Río	0,04	(1,0)
Santa Margalida	0,04	(1,0)
Santa María del Camí	0,04	(1,0)
Santanyí	0,04	(1,0)
Selva	0,04	(1,0)
Sencelles	0,04	(1,0)
Sineu	0,04	(1,0)
Sóller	0,04	(1,0)
Son Servera	0,04	(1,0)
Valldemosa	0,04	(1,0)
Vilafranca de Bonany	0,04	(1,0)

REGIÓN DE MURCIA

Provincia de Murcia

Abanilla	0,15	(1,0)

Municipio	a_b/g	K
Abarán	0,10	(1,0)
Águilas	0,11	(1,0)
Albudeite	0,11	(1,0)
Alcantarilla	0,15	(1,0)
Alcázares, Los	0,08	(1,0)
Aledo	0,10	(1,0)
Alguazas	0,14	(1,0)
Alhama de Murcia	0,11	(1,0)
Archena	0,13	(1,0)
Beniel	0,16	(1,0)
Blanca	0,11	(1,0)
Bullas	0,08	(1,0)
Calasparra	0,07	(1,0)
Campos del Río	0,12	(1,0)
Caravaca de la Cruz	0,07	(1,0)
Cartagena	0,07	(1,0)
Cehegín	0,08	(1,0)
Ceutí	0,14	(1,0)
Cieza	0,09	(1,0)
Fortuna	0,15	(1,0)
Fuente Álamo de Murcia	0,11	(1,0)
Jumilla	0,07	(1,0)
Librilla	0,12	(1,0)
Lorca	0,12	(1,0)
Lorquí	0,14	(1,0)
Mazarrón	0,09	(1,0)
Molina de Segura	0,15	(1,0)
Moratalla	0,07	(1,0)
Mula	0,09	(1,0)
Murcia	0,15	(1,0)
Ojós	0,12	(1,0)
Pliego	0,09	(1,0)
Puerto Lumbreras	0,14	(1,0)
Ricote	0,12	(1,0)
San Javier	0,10	(1,0)
San Pedro del Pinatar	0,11	(1,0)
Santomera	0,16	(1,0)
Torre Pacheco	0,09	(1,0)
Torres de Cotillas, Las	0,14	(1,0)
Totana	0,10	(1,0)
Ulea	0,12	(1,0)
Unión, La	0,07	(1,0)
Villanueva del Río Segura	0,13	(1,0)
Yecla	0,07	(1,0)

COMUNIDAD FORAL DE NAVARRA

Provincia de Navarra

Municipio	a_b/g	K
Abáigar	0,04	(1,0)
Abárzuza	0,04	(1,0)
Abaurregaina/Abaurrea Alta	0,05	(1,0)
Abaurrepea/Abaurrea Baja	0,05	(1,0)
Aberin	0,04	(1,0)
Adiós	0,04	(1,0)
Aibar/Oibar	0,04	(1,0)
Allín	0,04	(1,0)
Altsasu/Alsasua	0,04	(1,0)
Améscoa Baja	0,04	(1,0)
Ancín	0,04	(1,0)
Ansoáin	0,04	(1,0)
Anue	0,04	(1,0)
Añorbe	0,04	(1,0)
Aoiz/Agoitz	0,05	(1,0)
Araitz	0,04	(1,0)
Arakil	0,04	(1,0)
Aranarache	0,04	(1,0)
Aranguren	0,04	(1,0)
Arano	0,04	(1,0)
Arantza	0,04	(1,0)
Arbizu	0,04	(1,0)
Arce/Artzi	0,05	(1,0)
Arellano	0,04	(1,0)
Areso	0,04	(1,0)
Aria	0,05	(1,0)
Aribe	0,05	(1,0)
Arruazu	0,04	(1,0)
Artajona	0,04	(1,0)
Artazu	0,04	(1,0)
Atez	0,04	(1,0)
Auritz/Burguete	0,05	(1,0)
Ayegui	0,04	(1,0)
Bakaiku	0,04	(1,0)
Barañain	0,04	(1,0)
Barásoain	0,04	(1,0)
Barbarin	0,04	(1,0)
Basaburua	0,04	(1,0)
Baztan	0,05	(1,0)
Beintza Labaien	0,04	(1,0)
Belascoáin	0,04	(1,0)
Bera/Vera de Bidasoa	0,04	(1,0)
Berrrioplano	0,04	(1,0)
Berriozar	0,04	(1,0)
Bertizarana	0,04	(1,0)
Betelu	0,04	(1,0)
Bidaurreta	0,04	(1,0)
Biurrun Olcoz	0,04	(1,0)
Burgui/Burgi	0,05	(1,0)
Burlada/Burlata	0,04	(1,0)
Castillonuevo	0,05	(1,0)
Cirauqui	0,04	(1,0)
Ciriza	0,04	(1,0)
Cizur	0,04	(1,0)
Dicastillo	0,04	(1,0)
Donamaria	0,04	(1,0)
Doneztebe/Santesteban	0,04	(1,0)
Echarri	0,04	(1,0)
Egüés	0,04	(1,0)
Elgorriaga	0,04	(1,0)
Enériz	0,04	(1,0)
Eratsun	0,04	(1,0)
Ergoiena	0,04	(1,0)
Erro	0,05	(1,0)
Eslava	0,04	(1,0)
Esparza de Salazar	0,06	(1,0)
Estella/Lizarra	0,04	(1,0)
Esteribar	0,04	(1,0)
Etayo	0,04	(1,0)
Etxalar	0,04	(1,0)
Etxarri Aranatz	0,04	(1,0)

Municipio	a_b/g	K
Etxauri	0,04	(1,0)
Eulate	0,04	(1,0)
Ezcabarte	0,04	(1,0)
Ezcároz/Ezkaroze	0,06	(1,0)
Ezkurra	0,04	(1,0)
Ezprogui	0,04	(1,0)
Galar	0,04	(1,0)
Gallués/Galoze	0,05	(1,0)
Garaioa	0,05	(1,0)
Garde	0,06	(1,0)
Garínoain	0,04	(1,0)
Garralda	0,05	(1,0)
Goizueta	0,04	(1,0)
Goñi	0,04	(1,0)
Güesa/Gorza	0,05	(1,0)
Guesálaz	0,04	(1,0)
Guirguillano	0,04	(1,0)
Hiriberri/Villanueva de Aezkoa	0,05	(1,0)
Huarte/Uharte	0,04	(1,0)
Ibargoiti	0,04	(1,0)
Igantzi	0,04	(1,0)
Igúzquiza	0,04	(1,0)
Imotz	0,04	(1,0)
Irañeta	0,04	(1,0)
Irurtzun	0,04	(1,0)
Isaba/Izaba	0,07	(1,0)
Ituren	0,04	(1,0)
Iturmendi	0,04	(1,0)
Iza	0,04	(1,0)
Izagaondoa	0,04	(1,0)
Izalzu/Itzaltzu	0,06	(1,0)
Jaurrieta	0,06	(1,0)
Javier	0,04	(1,0)
Juslapeña	0,04	(1,0)
Lakuntza	0,04	(1,0)
Lana	0,04	(1,0)
Lantz	0,04	(1,0)
Larraona	0,04	(1,0)
Larraun	0,04	(1,0)
Leache	0,04	(1,0)
Legarda	0,04	(1,0)
Legaria	0,04	(1,0)
Leitza	0,04	(1,0)
Leoz	0,04	(1,0)
Lerga	0,04	(1,0)
Lesaka	0,04	(1,0)
Lezáun	0,04	(1,0)
Liédena	0,04	(1,0)
Lizoáin	0,04	(1,0)
Lónguida/Longida	0,04	(1,0)
Lumbier	0,04	(1,0)
Luquin	0,04	(1,0)
Luzaide/Valcarlos	0,05	(1,0)
Mañeru	0,04	(1,0)
Mendaza	0,04	(1,0)
Mendigorría	0,04	(1,0)
Metauten	0,04	(1,0)
Monreal	0,04	(1,0)
Morentin	0,04	(1,0)
Murieta	0,04	(1,0)
Muruzábal	0,04	(1,0)
Navascués	0,05	(1,0)
Nazar	0,04	(1,0)
Noáin (Valle de Elorz)/Noain (Elortzibar)	0,04	(1,0)
Obanos	0,04	(1,0)
Ochagavía	0,06	(1,0)
Oco	0,04	(1,0)
Odieta	0,04	(1,0)
Oitz	0,04	(1,0)
Olaibar	0,04	(1,0)
Olazti/Olazagutía	0,04	(1,0)
Olejua	0,04	(1,0)
Ollo	0,04	(1,0)
Olóriz	0,04	(1,0)
Olza	0,04	(1,0)
Orbaitzeta	0,05	(1,0)
Orbara	0,05	(1,0)
Orcoyen	0,04	(1,0)
Orísoain	0,04	(1,0)
Oronz	0,06	(1,0)
Oroz Betelu	0,05	(1,0)
Orreaga/Roncesvalles	0,05	(1,0)
Oteiza	0,04	(1,0)
Pamplona/Iruña	0,04	(1,0)
Piedramillera	0,04	(1,0)
Puente La Reina/Gares	0,04	(1,0)
Pueyo	0,04	(1,0)
Romanzado	0,04	(1,0)
Roncal/Erronkari	0,06	(1,0)
Sada	0,04	(1,0)
Saldías	0,04	(1,0)
Salinas de Oro	0,04	(1,0)
Sangüesa/Zangoza	0,04	(1,0)
Sarriés/Sartze	0,05	(1,0)
Sorlada	0,04	(1,0)
Sunbilla	0,04	(1,0)
Tiebas Muruarte de Reta	0,04	(1,0)
Tirapu	0,04	(1,0)
Ucar	0,04	(1,0)
Uharte Arakil	0,04	(1,0)
Ultzama	0,04	(1,0)
Unciti	0,04	(1,0)
Unzué	0,04	(1,0)
Urdazubi/Urdax	0,05	(1,0)
Urdiain	0,04	(1,0)
Urraul Alto	0,05	(1,0)
Urraul Bajo	0,04	(1,0)
Urrotz	0,04	(1,0)
Urroz	0,04	(1,0)
Urzainqui	0,06	(1,0)
Uterga	0,04	(1,0)
Uztárroz/Uztarroze	0,07	(1,0)
Vidángoz/Bidankoze	0,05	(1,0)
Villamayor de Monjardín	0,04	(1,0)
Villatuerta	0,04	(1,0)
Villava/Atarrabia	0,04	(1,0)
Yerri	0,04	(1,0)
Yesa	0,04	(1,0)
Zabalza	0,04	(1,0)
Ziordia	0,04	(1,0)
Zubieta	0,04	(1,0)
Zugarramurdi	0,05	(1,0)
Zúñiga	0,04	(1,0)

Municipio	a_b/g	K
PAÍS VASCO		
Provincia de Álava		
Asparrena	0,04	(1,0)
Harana/Valle de Arana	0,04	(1,0)
Zalduondo	0,04	(1,0)
Provincia de Guipúzcoa		
Abaltzisketa	0,04	(1,0)
Aduna	0,04	(1,0)
Aia	0,04	(1,0)
Aizarnazabal	0,04	(1,0)
Albiztur	0,04	(1,0)
Alegia	0,04	(1,0)
Alkiza	0,04	(1,0)
Altzo	0,04	(1,0)
Amezketa	0,04	(1,0)
Andoain	0,04	(1,0)
Anoeta	0,04	(1,0)
Antzuola	0,04	(1,0)
Arama	0,04	(1,0)
Asteasu	0,04	(1,0)
Astigarraga	0,04	(1,0)
Ataun	0,04	(1,0)
Azkoitia	0,04	(1,0)
Azpeitia	0,04	(1,0)
Baliarrain	0,04	(1,0)
Beasain	0,04	(1,0)
Beizama	0,04	(1,0)
Belauntza	0,04	(1,0)
Berastegi	0,04	(1,0)
Berrobi	0,04	(1,0)
Bidegoyan	0,04	(1,0)
Deba	0,04	(1,0)
Donosita San Sebastián	0,04	(1,0)
Elduain	0,04	(1,0)
Errenteria	0,04	(1,0)
Errezil	0,04	(1,0)
Ezkio Itsaso	0,04	(1,0)
Gabiria	0,04	(1,0)
Gaintza	0,04	(1,0)
Gaztelu	0,04	(1,0)
Getaria	0,04	(1,0)
Hernani	0,04	(1,0)
Hernialde	0,04	(1,0)
Hondarribia	0,04	(1,0)
Ibarra	0,04	(1,0)
Idiazabal	0,04	(1,0)
Ikaztegieta	0,04	(1,0)
Irun	0,04	(1,0)
Irura	0,04	(1,0)
Itsasondo	0,04	(1,0)
Larraul	0,04	(1,0)
Lasarte Oria	0,04	(1,0)
Lazkao	0,04	(1,0)
Leaburu	0,04	(1,0)
Legazpi	0,04	(1,0)
Legorreta	0,04	(1,0)
Lezo	0,04	(1,0)
Lizartza	0,04	(1,0)
Mutiloa	0,04	(1,0)
Oiartzun	0,04	(1,0)
Olaberria	0,04	(1,0)
Ordizia	0,04	(1,0)
Orendain	0,04	(1,0)
Orexa	0,04	(1,0)
Orio	0,04	(1,0)
Ormaiztegi	0,04	(1,0)
Pasaia	0,04	(1,0)
Segura	0,04	(1,0)
Tolosa	0,04	(1,0)
Urnieta	0,04	(1,0)
Urretxu	0,04	(1,0)
Usurbil	0,04	(1,0)
Villabona	0,04	(1,0)
Zaldibia	0,04	(1,0)
Zarautz	0,04	(1,0)
Zegama	0,04	(1,0)
Zerain	0,04	(1,0)
Zestoa	0,04	(1,0)
Zizurkil	0,04	(1,0)
Zumaia	0,04	(1,0)
Zumarraga	0,04	(1,0)
Ciudad de Ceuta	0,05	(1,2)
Ciudad de Melilla	0,08	(1,0)

Índice

Real Decreto 3

ANEXO.
ARTICULADO Y COMENTARIOS

CAPÍTULO I. GENERALIDADES

1.1. *Objeto* 7
1.2. *Aplicación de la Norma* 7
1.2.1. Ámbito de aplicación 7
1.2.2. Clasificación de las construcciones 8
1.2.3. Criterios de aplicación de la Norma 8
1.2.4. Prescripciones de índole general 9
1.3. *Cumplimiento de la Norma* 9
1.3.1. Cumplimiento de la Norma en la fase de proyecto 9
1.3.2. Cumplimiento de la Norma en la fase de construcción 9
1.3.3. Cumplimiento de la Norma durante el período de vida útil 10

CAPÍTULO II. INFORMACIÓN SÍSMICA

2.1. *Mapa de peligrosidad sísmica. Aceleración sísmica básica* 13
2.2. *Aceleración sísmica de cálculo* 13
2.3. *Espectro de respuesta elástica* 14
2.4. *Clasificación del terreno. Coeficiente del terreno* 15
2.5. *Modificación del espectro de respuesta elástica en función del amortiguamiento* 16
2.6. *Espectro de respuesta elástica para movimientos verticales* 16

CAPÍTULO III. CÁLCULO

3.1. *Generalidades* 21
3.2. *Masas que intervienen en el cálculo* 21
3.3. *Acciones que se consideran en el cálculo* 22
3.4. *Verificación de la seguridad* 22
3.5. *Métodos de cálculo* 22
3.5.1. Condiciones para aplicar el método simplificado de cálculo 22
3.6. *Procedimientos generales de cálculo* 23
3.6.1. Estudio dinámico 23
3.6.2. Análisis mediante espectros de respuesta 23
3.6.2.1. Modelo de estructura 23
3.6.2.2. Desplazamientos modales máximos 23
3.6.2.3. Modos de vibración 24

3.6.2.4. Combinación de los resultados obtenidos para los diferentes modos 25
3.6.2.5. Cálculo de las solicitaciones 25
3.7. *Método simplificado de cálculo para los casos más usuales de edificación* 25
3.7.1. Modelo de la estructura 25
3.7.2. Modos de vibración 26
3.7.2.1. Número de modos a considerar 26
3.7.2.2. Cálculo del período fundamental de los edificios 26
3.7.3. Cálculo de las fuerzas sísmicas 27
3.7.3.1. Coeficiente de respuesta β 28
3.7.3.2. Factor de distribución η 30
3.7.3.3. Desplazamientos 31
3.7.4. Sistema de fuerzas estáticas equivalentes 31
3.7.5. Consideración de los efectos de rotación 32
3.8. *Efectos de segundo orden* 32
3.9. *Muros de contención* 32

CAPÍTULO IV. REGLAS DE DISEÑO Y PRESCRIPCIONES CONSTRUCTIVAS EN EDIFICACIONES

4.1. *Introducción* 41
4.2. *Reglas de índole general* 41
4.2.1. Forma del edificio 41
4.2.2. Disposición de masas 42
4.2.3. Disposición de elementos estructurales 42
4.2.4. Elementos no estructurales 43
4.2.5. Juntas entre construcciones 43
4.3. *De la cimentación* 43
4.3.1. Criterio general de diseño 43
4.3.2. Elementos de atado 43
4.3.3. Reglas específicas para cimentaciones de pilotes 44
4.4. *De las estructuras de muros de fábrica* 45
4.4.1. Criterio general de diseño 45
4.4.2. Huecos, entrepaños y rozas 45
4.4.3. Enlace de los forjados al muro 45
4.4.4. Refuerzos en muros 45
4.5. *De las estructuras de hormigón armado* 46
4.5.1. Criterios generales 46
4.5.2. Vigas de hormigón 46
4.5.2.1. Reglas generales para vigas 46
4.5.2.2. Condiciones particulares de la armadura superior 48
4.5.2.3. Condiciones particulares para la armadura inferior 49
4.5.2.4. Condiciones particulares para estribos 50
4.5.2.5. Condiciones particulares en caso de inversión de momentos 51
4.5.3. Soportes 51
4.5.3.1. Reglas generales de soportes 51
4.5.3.2. Condiciones particulares del nudo de arranque 52
4.5.3.3. Condiciones particulares en nudos intermedios 53
4.5.3.4. Condiciones particulares del nudo superior 54
4.5.4. Forjados 54
4.5.5. Pantallas de rigidización 55
4.5.6. Elementos prefabricados 55
4.6. *De las estructuras de acero* 55
4.6.1. Criterios generales 55
4.6.2. Materiales 56
4.6.3. Uniones. 56
4.6.4. Estructuras de pórticos 56
4.6.5. Triangulaciones y arriostramientos 57
4.7. *De otros elementos de la construcción* 57
4.7.1. Consideraciones generales 57
4.7.2. Cerramientos, particiones y otros 57
4.7.3. Antepechos, parapetos, chimeneas y cercas 57
4.7.4. Vías de evacuación 57
4.7.5. Carpinterías exteriores 58
4.7.6. Revestimientos y aplacados 58
4.7.7. Instalaciones y acometidas 58

Anejo 1 67

ANEJO 2:
PRÁCTICAS EN LABORATORIO

Índice

1. INTRODUCCIÓN 4
2. PRÁCTICAS EN LABORATORIO 4
3. IDENTIFICACIÓN Y CLASIFICACION DE LAS MUESTRAS 13
3.1 FICHAS DE IDENTIFICACIÓN 13
4. NORMATIVA DE LOS ENSAYOS REALIZADOS 14
5. RESULTADOS OBTENIDOS 15
5.1 FICHAS DE RESULTADOS DE PROPIEDADES ELEMENTALES DE LAS ROCAS 15
5.2 FICHAS DEL ENSAYO DE CARGA PUNTUAL 16
6. TABLA RESUMEN PROPIEDADES ELEMENTALES 17
7. LUGAR DE TOMA DE MUESTRAS PARA EL LABORATORIO 18
8. REPORTAJE FOTOGRÁFICO 19

1. INTRODUCCIÓN

En este anejo se recogen todas las prácticas y los ensayos que se realizaron en laboratorio para la obtención de este estudio.

Por un lado, las muestras que se obtuvieron se recogieron manualmente en los taludes de estudio. Por lo que se está trabajando siempre son muestras alteradas. Ya que no se tuvo acceso a testigos o sondeos de la zona de estudio.

2. PRÁCTICAS EN LABORATORIO

Se llevaron a cabo 3 sesiones de laboratorio en las cuales se realizaron diferentes ensayos para analizar y clasificar las muestras que se recogieron de los tres taludes que se analizaron en este estudio.

En la primera sesión se clasificaron las muestras obtenidas en función del talud del que fueron recogidas de forma que el primer número de identificador corresponde a dicho talud. Se descartaron aquellas que no eran sensiblemente rectangulares o que eran muy pequeñas para poder someterse al ensayo de rotura.

Figura 1: Muestras a ensayar en laboratorio, recogidas de los 3 taludes, elaboración propia.

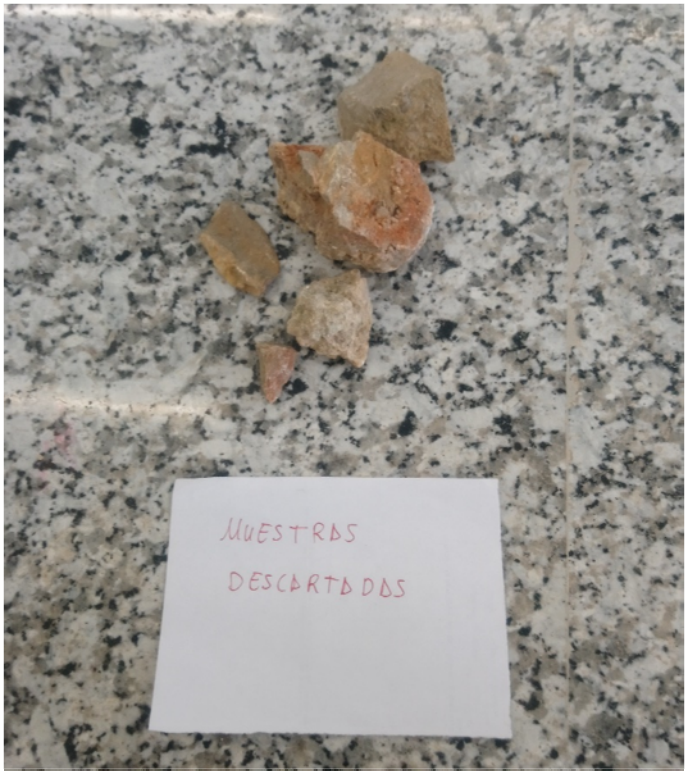


Figura 2: Muestras descartadas, elaboración propia

A continuación, se lavaron las muestras para quitar todas las impurezas superficiales que pudieran tener evitando así que esas impurezas alteraran el proceso de obtención de las propiedades índice de las muestras. Después de clasificadas las muestras, se anotó en la misma muestra su identificador para que durante todo el proceso de ensayado se supiera en todo momento que muestra se estaba ensayando.

Figura 3: Lavado de las muestras. Elaboración propia

Durante los ensayos en el proceso de lavado de las muestras, la muestra 1.06 se fracturó en dos partes, la 1.06-A y la 1.06-B, ensayándose las mismas como muestras independientes.

Figura 4: Muestra 1.06 dividida en 1.06-A y 1.06-B, elaboración propia.

Se colocaron las muestras en un recipiente con agua y se dejaron mas de 48 horas sumergidas para que todos sus poros se llenaran de agua. De este modo se pudo obtener en la siguiente sesión de laboratorio el peso de las muestras saturadas.

Figura 5: Muestras del talud 1 sumergidas. Elaboración propia.

Cuando las muestras de todos los taludes estuvieron clasificadas, lavadas y sumergidas se procedió a realizar los ensayos de identificación y caracterización de los 3 rellenos obtenidos en campo. Dos procedentes del talud 2 y uno del talud 3.

Primero se procedió a la clasificación de los tres rellenos, después a su tamizado para obtener solo los finos.

Se procedió al ensayo de plasticidad e los finos, consistente en la agregación de agua poco a poco a los finos hasta crear una pasta con la que se puedan formar pequeños cilindros del material. Si se fracturan con facilidad y rapidez el material que se está ensayando es no plástico, por lo que en su

base está compuesto por arena muy fina sin presencia de limos o arcilla. Por el contrario, si el material presenta plasticidad y no se agrieta se llega a la conclusión de que el material es plástico.

Los tres rellenos que se ensayaron en laboratorio presentaron pequeñas fracturas por lo que se clasificaron como no plásticos.

Figura 6: Ensayo de plasticidad a los rellenos. Elaboración propia.

Una vez pasaron unos días las rocas de la muestra sumergidas, el tiempo suficiente para que sus poros internos se saturaran, se procedió a la pesada de las muestras.

Para obtener la humedad y la densidad de las muestras de laboratorio se pesó por un lado la muestra con la superficie y los poros saturados y después se secó la superficie para hallar el peso de la muestra saturada con la superficie seca. Una vez con estos datos se llevaron a la estufa donde permanecieron más de 48 horas para obtener los pesos de las muestras secas con los poros internos secos. De esta forma se procedió con todas las muestras.

Para realizar estas las pesadas de las muestras con la superficie y los poros saturados se usó una báscula sumergida.

Figura 7: Toma de medidas en laboratorio, elaboración propia

Figura 8: Izq, muestra con la superficie y los poros saturados. Dcha, muestra con la superficie seca y los poros saturados.

A continuación, se realizó un lavado de las muestras de arena de los rellenos para secar las partículas en la estufa y así poder analizarlas de mejor.

Figura 9: Lavado de los rellenos, elaboración propia.

Después de pesar las muestras secas, se pasó a la realizar los ensayos de rotura por carga puntual de las muestras.

Para este ensayo se rompieron las muestras manualmente con una presa hidráulica. En primer lugar, se tomaron con un pie de rey las medidas de todas las muestras y se rompieron con un cincel aquellas que por tamaño no se podían colocar en la presa hidráulica.

Figura 10: Izq, toma de medidas con el pie de rey. Dcha, resultados del ensayo de carga. Elaboración propia

Figura 11: Presa hidráulica con la que se llevó a cabo el ensayo. Elaboración propia.

Para llevar las muestras a rotura se aplicaron varios ciclos de carga hasta que la muestra rompía por completo.

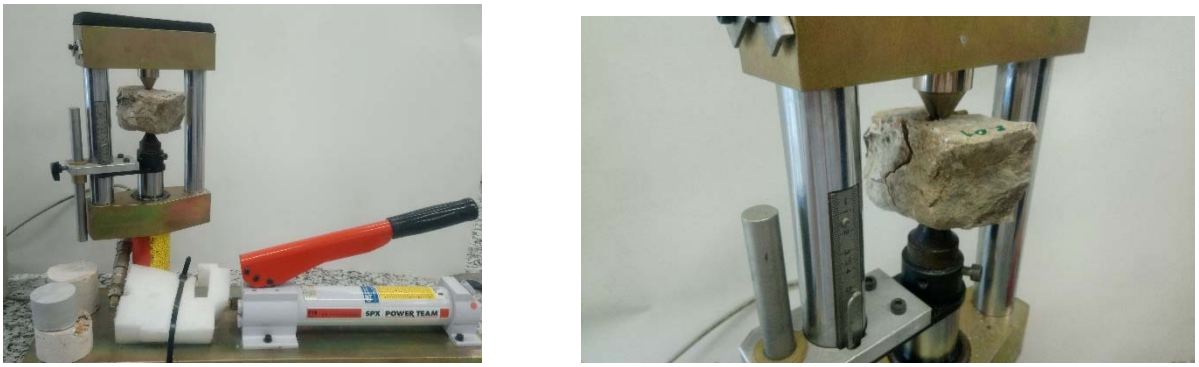


Figura 12: Rotura de las muestras, elaboración propia

3. IDENTIFICACIÓN Y CLASIFICACION DE LAS MUESTRAS

3.1 FICHAS DE IDENTIFICACIÓN

A continuación, se adjuntan las fichas que se rellenaron de cada una de las muestras de laboratorio.

IDENTIFICACIÓN DE MUESTAS DE LABORATORIO			
IDENTIFICADOR:	**1.01**	**TALUD:**	**1**

DESCRIPCIÓN DEL MACIZO	
LITOLOGIA	ROCA CALIZA
COLOR	GRIS
TEXTURA	RUGOSA
OBSERVACIONES	Se observa una brecha de calcita en la muestra
PRESENCIA DE AGUA	No hay presencia, salvo por la calcita

IDENTIFICACIÓN DE MUESTAS DE LABORATORIO			
IDENTIFICADOR:	**1.02**	**TALUD:**	**1**

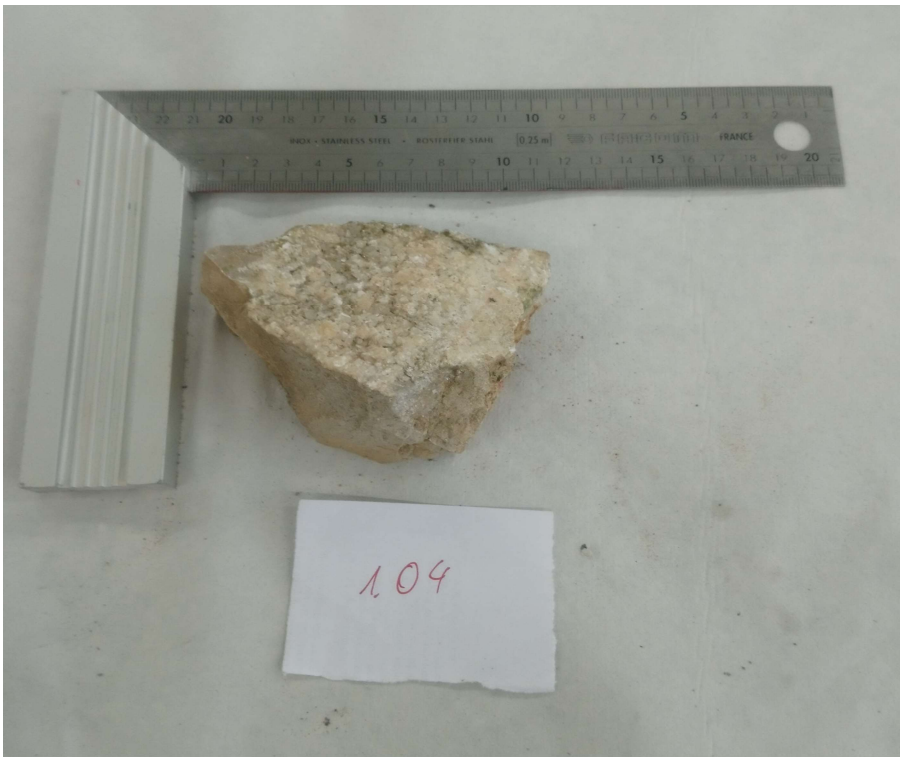
DESCRIPCIÓN DEL MACIZO	
LITOLOGIA	ROCA CALIZA
COLOR	OCRE
TEXTURA	RUGOSA
OBSERVACIONES	-
PRESENCIA DE AGUA	No hay presencia de agua

IDENTIFICACIÓN DE MUESTAS DE LABORATORIO			
IDENTIFICADOR:	**1.03**	**TALUD:**	**1**

DESCRIPCIÓN DEL MACIZO	
LITOLOGIA	ROCA CALIZA
COLOR	GRIS
TEXTURA	RUGOSA
OBSERVACIONES	Se observan partes de conglomerado en la muestra
PRESENCIA DE AGUA	No hay presencia de agua

IDENTIFICACIÓN DE MUESTAS DE LABORATORIO			
IDENTIFICADOR:	**1.04**	**TALUD:**	**1**

DESCRIPCIÓN DEL MACIZO	
LITOLOGIA	ROCA CALIZA
COLOR	GRIS
TEXTURA	RUGOSA
OBSERVACIONES	Se observan cristales de calcita
PRESENCIA DE AGUA	No hay presencia, salvo por la calcita

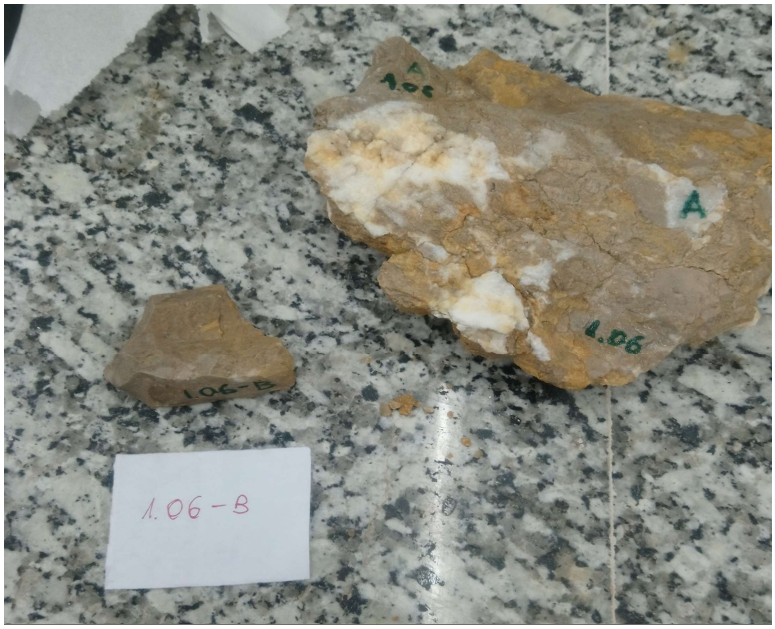


IDENTIFICACIÓN DE MUESTAS DE LABORATORIO			
IDENTIFICADOR:	**1.05**	**TALUD:**	**1**

DESCRIPCIÓN DEL MACIZO	
LITOLOGIA	ROCA CALIZA
COLOR	OCRE Y GRIS
TEXTURA	RUGOSA
OBSERVACIONES	Se observan cristales de calcita y tiene una muesta en una de las caras.
PRESENCIA DE AGUA	No hay presencia, salvo por la calcita

IDENTIFICACIÓN DE MUESTAS DE LABORATORIO			
IDENTIFICADOR:	**1.06**	**TALUD:**	**1**

DESCRIPCIÓN DEL MACIZO	
LITOLOGIA	ROCA CALIZA
COLOR	GRIS
TEXTURA	RUGOSA
OBSERVACIONES	Se observan cristales de calcita en las caras de la roca. Durante el proceso de lavado de muestras se dividió en las muestras 1.06-A y 1.06-B. Por su tamaño se tuvo que fragmentar manualmente para poder ensayarse a carga puntual, por lo que se obtirvieron las muestras 1.06-A-A, 1.06-A-B y 1.06-A-C.
PRESENCIA DE AGUA	No hay presencia, salvo por la calcita



1.06
1.06 A-A
1.06 B-B
1.06 C-C

IDENTIFICACIÓN DE MUESTAS DE LABORATORIO			
IDENTIFICADOR:	**1.07**	**TALUD:**	**1**

DESCRIPCIÓN DEL MACIZO	
LITOLOGIA	ROCA CALIZA
COLOR	OCRE
TEXTURA	RUGOSA
OBSERVACIONES	-
PRESENCIA DE AGUA	No hay presencia de agua

IDENTIFICACIÓN DE MUESTAS DE LABORATORIO			
IDENTIFICADOR:	**1.08**	**TALUD:**	**1**

DESCRIPCIÓN DEL MACIZO	
LITOLOGIA	ROCA CALIZA
COLOR	OCRE Y GRIS
TEXTURA	RUGOSA
OBSERVACIONES	Se pueden apreciar cristales de calcita.
PRESENCIA DE AGUA	No hay presencia de agua, salvo por la calcita

IDENTIFICACIÓN DE MUESTAS DE LABORATORIO			
IDENTIFICADOR:	**2.01**	**TALUD:**	**2**

DESCRIPCIÓN DEL MACIZO	
LITOLOGIA	ROCA CALIZA
COLOR	GRIS CLARO
TEXTURA	RUGOSA
OBSERVACIONES	-
PRESENCIA DE AGUA	No hay presencia de agua

IDENTIFICACIÓN DE MUESTAS DE LABORATORIO			
IDENTIFICADOR:	**2.02**	**TALUD:**	**2**

DESCRIPCIÓN DEL MACIZO	
LITOLOGIA	ROCA CALIZA
COLOR	OCRE CLARO
TEXTURA	RUGOSA
OBSERVACIONES	Se encuentra muy alterada la muestra.
PRESENCIA DE AGUA	No hay presencia de agua

IDENTIFICACIÓN DE MUESTAS DE LABORATORIO			
IDENTIFICADOR:	**2.03**	**TALUD:**	**2**

DESCRIPCIÓN DEL MACIZO	
LITOLOGIA	ROCA CALIZA
COLOR	OCRE CLARO
TEXTURA	RUGOSA
OBSERVACIONES	-
PRESENCIA DE AGUA	No hay presencia de agua

IDENTIFICACIÓN DE MUESTAS DE LABORATORIO			
IDENTIFICADOR:	**2.04**	**TALUD:**	**2**

DESCRIPCIÓN DEL MACIZO	
LITOLOGIA	ROCA CALIZA
COLOR	OCRE CLARO
TEXTURA	RUGOSA
OBSERVACIONES	La muestra se enceuntra muy alterada
PRESENCIA DE AGUA	No hay presencia de agua

IDENTIFICACIÓN DE MUESTAS DE LABORATORIO			
IDENTIFICADOR:	**2.05**	**TALUD:**	**2**

DESCRIPCIÓN DEL MACIZO	
LITOLOGIA	ROCA CALIZA
COLOR	GRIS CLARO
TEXTURA	RUGOSA
OBSERVACIONES	La muestra contiene cristales de calcita
PRESENCIA DE AGUA	No hay presencia de agua, salvo por la calcita

IDENTIFICACIÓN DE MUESTAS DE LABORATORIO			
IDENTIFICADOR:	**2.06**	**TALUD:**	**2**

DESCRIPCIÓN DEL MACIZO	
LITOLOGIA	ROCA CALIZA
COLOR	OCRE
TEXTURA	RUGOSA
OBSERVACIONES	La muestra contiene cristales de calcita
PRESENCIA DE AGUA	No hay presencia de agua, salvo por la calcita

IDENTIFICACIÓN DE MUESTAS DE LABORATORIO			
IDENTIFICADOR:	**3.01**	**TALUD:**	**3**

DESCRIPCIÓN DEL MACIZO	
LITOLOGIA	ROCA CALIZA
COLOR	GRIS CLARO
TEXTURA	RUGOSA
OBSERVACIONES	La muestra contiene cristales de calcita. Por su tamaño se tuvo que fragmentar manualmente para poder ensayarse a carga puntual, por lo que se obtirvieron las muestras 3.01-A, 3.01-B y 3.01-C.
PRESENCIA DE AGUA	No hay presencia de agua, salvo por la calcita

IDENTIFICACIÓN DE MUESTAS DE LABORATORIO			
IDENTIFICADOR:	**3.02**	**TALUD:**	**3**

DESCRIPCIÓN DEL MACIZO	
LITOLOGIA	ROCA CALIZA
COLOR	OCRE CLARO
TEXTURA	RUGOSA
OBSERVACIONES	La muestra está muy alterada
PRESENCIA DE AGUA	No hay presencia de agua

IDENTIFICACIÓN DE MUESTAS DE LABORATORIO			
IDENTIFICADOR:	**3.03**	**TALUD:**	**3**

DESCRIPCIÓN DEL MACIZO	
LITOLOGIA	ROCA CALIZA
COLOR	OCRE CLARO
TEXTURA	RUGOSA
OBSERVACIONES	La muestra contiene cristales de calcita
PRESENCIA DE AGUA	No hay presencia de agua, salvo por la calcita

IDENTIFICACIÓN DE MUESTAS DE LABORATORIO			
IDENTIFICADOR:	**2.001**	**TALUD:**	**2**

DESCRIPCIÓN DEL MACIZO	
LITOLOGIA	RELLENO NO PLASTICO
COLOR	OCRE OSCURO
TEXTURA	-
OBSERVACIONES	Tiene una gran cantidad de materia orgánica
PRESENCIA DE AGUA	No hay presencia de agua

IDENTIFICACIÓN DE MUESTAS DE LABORATORIO			
IDENTIFICADOR:	**2.002**	**TALUD:**	**2**

DESCRIPCIÓN DEL MACIZO	
LITOLOGIA	RELLENO NO PLASTICO
COLOR	OCRE CLARO
TEXTURA	-
OBSERVACIONES	Tiene una gran cantidad de materia orgánica
PRESENCIA DE AGUA	No hay presencia de agua

IDENTIFICACIÓN DE MUESTAS DE LABORATORIO			
IDENTIFICADOR:	**3.001**	**TALUD:**	**3**

DESCRIPCIÓN DEL MACIZO	
LITOLOGIA	RELLENO NO PLASTICO
COLOR	MARRÓN OSCURO
TEXTURA	-
OBSERVACIONES	Tiene una gran cantidad de materia orgánica
PRESENCIA DE AGUA	No hay presencia de agua

4. NORMATIVA DE LOS ENSAYOS REALIZADOS

La normativa seguida en los ensayos ha sido la que se adjunta a continuación

norma española

UNE 22950-5

ICS 73.020; 93.020

Noviembre 1996

TÍTULO

Propiedades mecánicas de las rocas

Ensayos para la determinación de la resistencia

Parte 5: Resistencia a carga puntual

Mechanical properties of rocks. Strength determination tests. Part 5: Point load test.

Propriétés mécaniques des roches. Essais pour la détermination de la résistance. Partie 5: Résistance à charge ponctuelle.

CORRESPONDENCIA

OBSERVACIONES

ANTECEDENTES

Esta norma ha sido elaborada por el comité técnico AEN/CTN 22 *Minería y Explosivos* cuya Secretaría desempeña AITEMIN.

Editada e impresa por AENOR
Depósito legal: M 40059:1996

©AENOR 1996
Reproducción prohibida

LAS OBSERVACIONES A ESTE DOCUMENTO HAN DE DIRIGIRSE A:

AENOR Asociación Española de Normalización y Certificación

Fernández de la Hoz, 52
28010 MADRID-España

Teléfono (91) 432 60 00
Telefax (91) 310 36 95

13 Páginas

Grupo 7

ÍNDICE

Página

1 OBJETO Y CAMPO DE APLICACIÓN 4

2 SÍMBOLOS Y ABREVIATURAS 4

3 MÉTODO DE ENSAYO 4

3.1 Máquina de ensayo 4

3.2 Calibración 5

3.3 Selección y preparación de muestras 6

3.4 Procedimiento operatorio 6

4 CÁLCULOS 10

4.1 Resistencia con carga puntual no corregida (I_s) 10

4.2 Corrección por tamaño 11

4.3 Cálculo del valor medio 12

4.4 Índice de anisotropía de la resistencia a carga puntual 12

5 INFORME DE RESULTADOS 13

1 OBJETO Y CAMPO DE APLICACIÓN

Esta norma especifica el método para estimar el valor del índice $I_{s(50)}$ ($I_{a(50)}$ para rocas anisotrópicas). Las muestras, bien testigos, bien fragmentos irregulares, son rotas por la aplicación de una carga concentrada usando un par de punzones cónicos truncados de forma esférica.

Se pueden realizar los siguientes ensayos:

a) ensayo diametral;

b) ensayo axial;

c) ensayo de bloque;

d) ensayo de fragmentos irregulares;

e) ensayo de anisotropía.

El método es fiable para valores de la compresión uniaxial comprendidos entre 30 y 100 MPa.

El ensayo puede realizarse *in situ* con un equipo portátil o empleando una máquina de ensayo de laboratorio.

2 SÍMBOLOS Y ABREVIATURAS

D es la distancia entre los puntos de aplicación de la carga (mm);

D' es la distancia entre los puntos de aplicación de la carga en el momento del fallo (mm);

D_e es el diámetro equivalente (se determina según se indica en el capítulo 4) (mm);

F es el factor de corrección para realizar la corrección por tamaño (véase el apartado 4.2);

I_a es el índice de anisotropía de la resistencia a carga puntual;

I_s es la resistencia a carga puntual;

$I_{s(50)}$ es la resistencia a carga puntual para $D_e = 50$;

L es la distancia desde el punto de aplicación de la carga al borde libre más próximo (mm);

P es la carga (kN);

W es el ancho de los bloques regulares (mm);

W_1 es el ancho mínimo de los bloques irregulares (mm);

W_2 es el ancho máximo de los bloques irregulares (mm).

3 MÉTODO DE ENSAYO

3.1 Máquina de ensayo

La máquina de ensayo consta de un sistema de carga (bastidor, bomba hidráulica, cilindro hidráulico y punzones), de un sistema de medida de la carga P necesaria para romper la muestra de roca y un sistema para medir la distancia entre los extremos de los punzones.

Las especificaciones para cada sistema son:

a) El sistema de carga debe ser ajustable para poder ensayar muestras de roca de tamaño comprendido entre 15 mm y 100 mm. El rozamiento de las partes móviles del sistema de carga debe ser lo más bajo posible para no disminuir la precisión de la medida.

b) La capacidad de carga será la suficiente para romper las muestras más grandes y resistentes que vayan a ser ensayadas (normalmente 50 kN). La máquina de ensayo se diseñará y construirá de manera que no se deforme permanentemente durante las repetidas aplicaciones de carga máxima de ensayo y que los ejes de los punzones permanezcan alineados en ± 0,2 mm durante toda la prueba. No deben emplearse asientos esféricos u otros componentes no rígidos en el sistema de carga.

La rigidez del sistema de carga es esencial para evitar problemas de desplazamiento cuando se sometan a ensayo muestras de geometría irregular.

c) Para transmitir la carga a la muestra, deben utilizarse unos punzones cónicos con la punta truncada por una esfera (véase figura 1). La superficie cónica de 60º y la superficie esférica de 5 mm de radio deben ser tangentes. Las superficies serán de un material duro, como el carburo de wolframio o el acero endurecido, a fin de que no sufran daños durante la prueba.

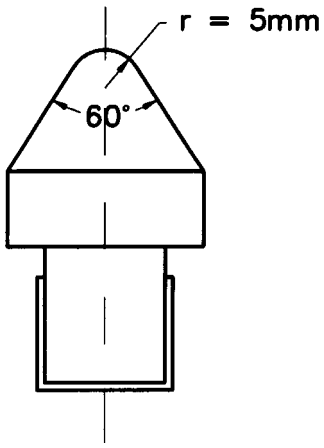


Fig. 1 – Punzón cónico

d) El sistema de medida de carga, por ejemplo una célula de carga, un manómetro hidráulico o un transductor conectados al cilindro, permitirá determinar la carga de rotura, P, necesaria para romper la muestra, con una precisión mínima de ± 5% P. Debe incorporar un sistema indicador de la carga máxima, de tal forma que pueda leerse y registrarse la carga de rotura después del fallo de la muestra. El sistema de medida de carga debe resistir al ariete hidráulico y a las vibraciones para conservar la precisión de las lecturas durante el ensayo.

e) El sistema de medida de distancias, por ejemplo una escala de lectura directa o un transductor de desplazamiento, tendrá una precisión mínima de ± 2%, independientemente del tamaño de la muestra ensayada. Deberá resistir al ariete hidráulico y a las vibraciones para que la precisión de las medidas no se vea afectada negativamente por la repetición de ensayos y debe permitir hacer un ensayo de la posición equivalente al cero.

3.2 Calibración

El equipo de ensayo será calibrado periódicamente empleando una célula de presión garantizada para comprobar las lecturas de P en toda la gama de cargas del ensayo.

Se verificará asimismo el sistema de lecturas de D en toda la gama de desplazamientos del ensayo.

También se verificará la alineación y conicidad de los punzones.

3.3 Selección y preparación de muestras

Se define una muestra como una serie de fragmentos de roca de características semejantes.

La muestra para los ensayos de testigos o de bloques contendrá el número suficiente de fragmentos de roca, de acuerdo con los requisitos de tamaño y forma para las pruebas diametral, axial, de bloque o de trozos irregulares, según se especifica en el apartado 3.4.

La resistencia a carga puntual varía con el contenido de agua de los fragmentos. Las variaciones son especialmente pronunciadas con contenidos de agua inferiores al 25%. Los fragmentos secados en horno, por ejemplo, suelen ser mucho más resistentes que los que están húmedos. En fragmentos con contenidos de agua superiores al 50%, la resistencia está menos influenciada por variaciones pequeñas de la humedad, por lo que se recomienda hacer el ensayo en esta gama de contenidos de agua, a menos que se exija de forma específica que los ensayos se lleven a cabo con rocas secas.

Todos los fragmentos de una muestra se ensayarán con un contenido de agua similar y bien definido, contenido que resulte apropiado al proyecto para el que se precisen los datos del ensayo. Las muestras cortadas con cincel, no afectadas por fluidos de perforación, permiten realizar el ensayo con el contenido de agua existente *in situ*. A ser posible, deberán proporcionarse valores numéricos tanto para el contenido de agua como para el grado de saturación presentes en el momento del ensayo. Tanto si puede medirse el contenido de agua como si no, se recomienda informar sobre las condiciones de almacenamiento y el retraso entre la toma de muestras y la realización del ensayo.

Para las pruebas de rutina y clasificación, los fragmentos serán ensayados completamente saturados o con su contenido natural de agua.

3.4 Procedimiento operatorio

a) Ensayo diametral (véase figura 2): Para este ensayo se utilizarán preferentemente fragmentos de testigo con una relación longitud/diámetro superior a 1,0.

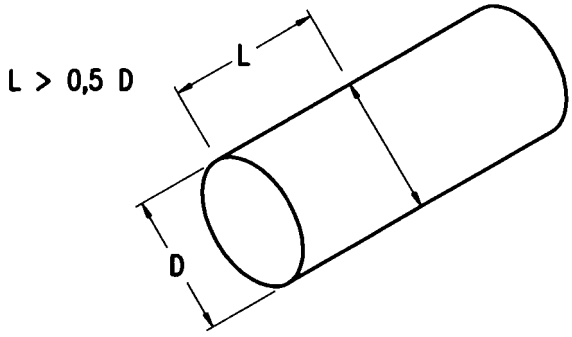


Fig. 2 – Requisitos de forma de los fragmentos de roca para el ensayo diametral

El fragmento se introduce en la máquina de ensayos y los punzones se cierran para establecer contacto a lo largo de un diámetro del testigo. La distancia L existente entre los puntos de contacto y el extremo libre más cercano debe ser al menos 0,5 D. La distancia D se medirá con una precisión ± 2%.

La carga se incrementa de forma constante, de tal manera que se produzca la rotura entre 10 s y 60 s, quedando registrada la carga P.

b) Ensayo axial (véase figura 3): Para este ensayo se utilizarán fragmentos de testigo con una relación longitud/diámetro 0,3 a 1,0. Pueden provenir de ensayos diametrales que no hayan sido dañados por los mismos u obtenerse mediante cortes con sierra o escisión con cincel.

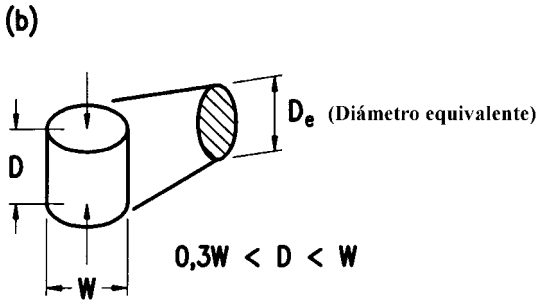


Fig. 3 – Requisitos de forma de los fragmentos de roca para el ensayo axial

El fragmento se introduce en la máquina de ensayo y los punzones se cierran para establecer contacto a lo largo de una línea aproximadamente perpendicular a las superficies terminales del testigo.

La distancia D entre los puntos de contacto de los punzones se medirá con una precisión ± 2%.

La carga se incrementa de forma constante de tal manera que se produzca la rotura entre 10 y 60 s, quedando registrada la carga P.

c) Ensayo de bloque y fragmentos irregulares (véase figura 4): Los bloques de roca o los fragmentos irregulares de 50 mm ± 35 mm de la forma que se aprecia en la figura 4 son los recomendados para el ensayo de bloque y de trozos irregulares. La relación D/W estará comprendida entre 0,3 y 1,0, aproximándose preferiblemente a 1,0.

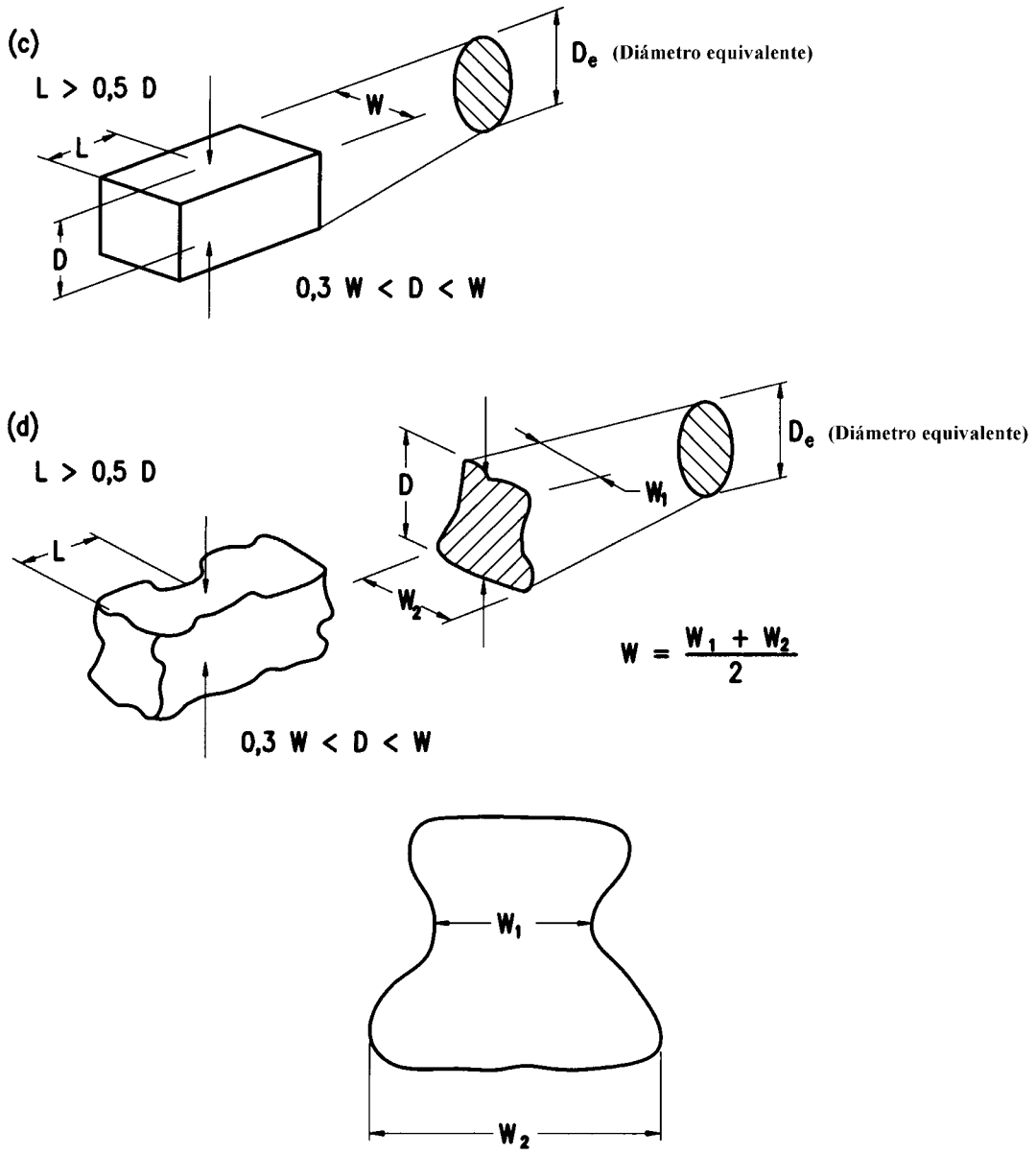


Fig. 4 – Requisitos de forma de los fragmentos de roca para el ensayo de bloque y fragmentos irregulares

La distancia L será como mínimo 0,5 D. Pueden seleccionarse fragmentos de este tamaño y forma si se dispone de ellos, o pueden prepararse utilizando piezas más grandes cortadas con sierra o cincel.

Se introduce el fragmento de roca en la máquina de ensayos y los punzones se cierran para establecer contacto con la dimensión más pequeña del trozo irregular o del bloque, lejos de bordes y esquinas.

La distancia D entre los puntos de contacto de los punzones debe quedar registrada con una precisión de ± 2%. El menor valor de la anchura W del fragmento se mide con una precisión de ± 5%. W se calculará como $(W_1 + W_2)/2$ según se indica en la figura 4. Esta dimensión mínima W se utiliza independientemente de la forma real de la rotura (véase figura 6).

La carga se incrementa de forma constante de tal manera que se produzca la rotura entre 10 s y 60 s, quedando registrada la carga P.

d) Roca anisotrópica (véase figura 5): Cuando una roca sea estratificada o esquistosa o visiblemente anisotrópica de algún otro modo, se ensayará en aquellas direcciones que proporcionen los valores de resistencia máxima y mínima, que en general son perpendiculares y paralelas, respectivamente, a los planos de anisotropía.

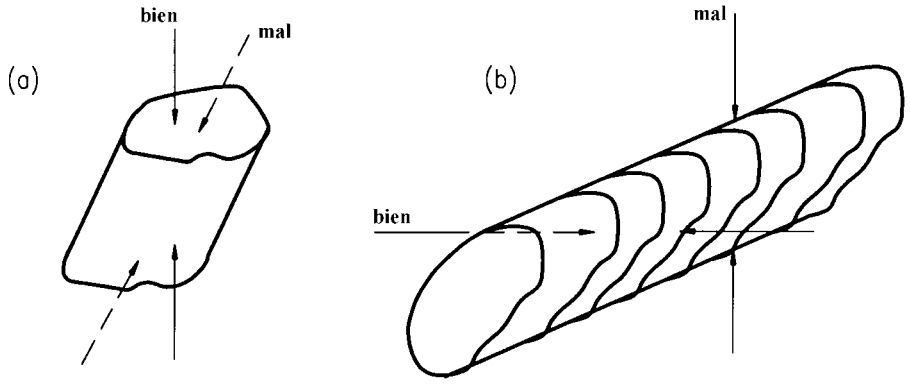


Fig. 5 – Direcciones de carga para los ensayos de rocas anisotrópicas

Si la muestra es un testigo perforado perpendicularmente a los planos de debilidad, puede llevarse a cabo una primera serie de ensayos diametrales espaciados a intervalos, los cuales proporcionarán unos fragmentos que pueden ser ensayados de forma axial.

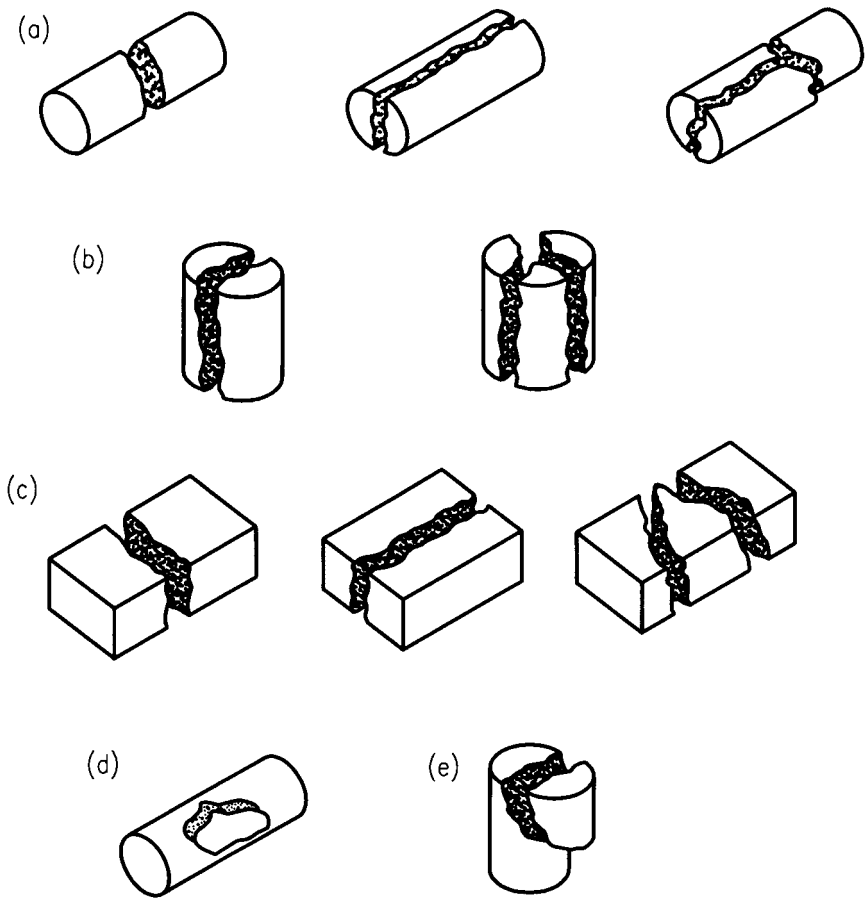
Los mejores resultados se obtienen cuando el eje del testigo es perpendicular a los planos de debilidad, de manera que, cuando sea posible, el testigo será perforado en esta dirección. El ángulo existente entre el eje del testigo y la línea perpendicular a los planos de debilidad no deberá superar, preferiblemente, los 30º.

En las mediciones del valor de I_s en las direcciones de mínima resistencia, será preciso asegurarse que la carga se aplica a lo largo de un plano de debilidad. De forma similar, cuando se ensaya el valor I_s en la dirección de máxima resistencia hay que asegurarse que la carga se aplica perpendicularmente a los planos de debilidad (véase figura 5).

Si la muestra está constituida por bloques o trozos irregulares, se ensayará como dos submuestras, aplicando primero la carga de forma perpendicular a los planos de debilidad visibles y después a lo largo de los mismos. Una vez más el valor de resistencia mínima necesario se obtiene cuando los punzones entran en contacto a lo largo de un único plano de debilidad.

e) Especificaciones comunes a todos los ensayos: Para todas las muestras a utilizar en cada ensayo (diametral, axial, etc.) se harán al menos 10 roturas si la roca es homogénea y más si la roca es heterogénea o anisotrópica.

La rotura se considera nula cuando la superficie de fractura no contiene los dos puntos de aplicación de la carga (véase figura 6). El procedimiento operatorio descrito en los diferentes ensayos se repite para todos los fragmentos que constituyen la muestra.



(a) ensayos diametrales válidos
(b) ensayos axiales válidos
(c) ensayo de bloque válido
(d) ensayo diametral nulo
(e) ensayo axial nulo

Fig. 6 – Formas de rotura típicas para ensayos válidos y nulos

Si se produce una penetración significativa de los punzones, la dimensión D que ha de ser empleada para el cálculo de la resistencia a carga puntual será el valor D' medido en el instante de la rotura.

4 CÁLCULOS

4.1 Resistencia a carga puntual no corregida (I_s)

La resistencia a carga puntual no corregida, I_s, se calcula mediante la siguiente expresión:

$$I_s = P/D_e^2$$

donde

D_e diámetro equivalente viene dado por:

$D_e^2 = D^2$ para los ensayos diametrales (o $D_e^2 = D \cdot D'$);

$D_e^2 = 4A/\pi$ para los ensayos axial, de bloque y de fragmentos irregulares;

$A = WD$ área mínima de la sección transversal que contiene los dos puntos de aplicación de la carga (o $A = W \cdot D'$).

4.2 Corrección por tamaño

I_s varía en función de D en el ensayo diametral y de D_e en los ensayos axial, de bloque y de fragmentos irregulares, por lo que ha de aplicarse una corrección por tamaño a fin de obtener un valor único de la resistencia a carga puntual para la muestra de roca, que pueda ser utilizado a efectos de clasificación de las rocas, según su resistencia.

El índice de resistencia a carga puntual $I_{s(50)}$, de una muestra o fragmento de roca se define como el valor de I_s que se obtendría con el ensayo diametral de una muestra con fragmentos de tamaño D = 50 mm

El método más fiable para obtener $I_{s(50)}$, que es el preferido cuando se necesita una clasificación precisa de las rocas, consiste en realizar ensayos diametrales con muestras en el entorno de tamaño de 50 mm. La corrección por tamaño es entonces innecesaria (D = 50 mm), o introduce un error mínimo. La mayoría de los ensayos de resistencia a carga puntual se realizan empleando otros tamaños y en tales casos ha de aplicarse la corrección de tamaño que se indica a continuación.

Para realizar la corrección por tamaño de manera precisa, se ensaya una muestra con variedad de tamaños y se traza la gráfica que muestra la relación entre P y D_e^2, que, empleando coordenadas logarítmicas, es generalmente una línea recta (véase figura 7). Los puntos que se desvían sustancialmente de la línea recta se ignoran (aunque no deben ser suprimidos). El valor de P_{50} correspondiente a D_e^2 = 2 500 mm^2 se obtiene por interpolación, y en caso necesario por extrapolación, y se calcula el índice de resistencia a carga puntual y tamaño corregido como $P_{50}/50^2$.

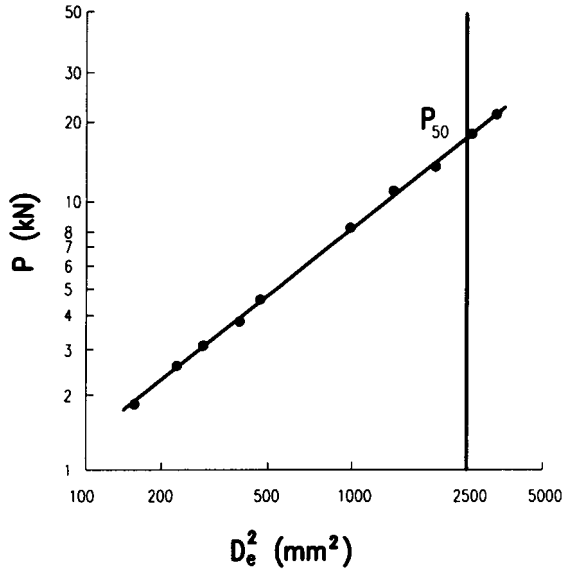


Fig. 7 – Procedimiento para la determinación gráfica de $I_{s(50)}$

Cuando los procedimientos descritos hasta ahora no resultan aplicables, por ejemplo al ensayar un testigo de un solo diámetro distinto de 50 mm o si sólo se dispone de pequeños fragmentos, la corrección por tamaño puede realizarse aplicando la siguiente fórmula:

$$I_{s(50)} = F \cdot I_s$$

El factor de corrección por tamaño se obtiene de la fig. 8 ó de la expresión:

$$F = (D_e/50)^{0,45}$$

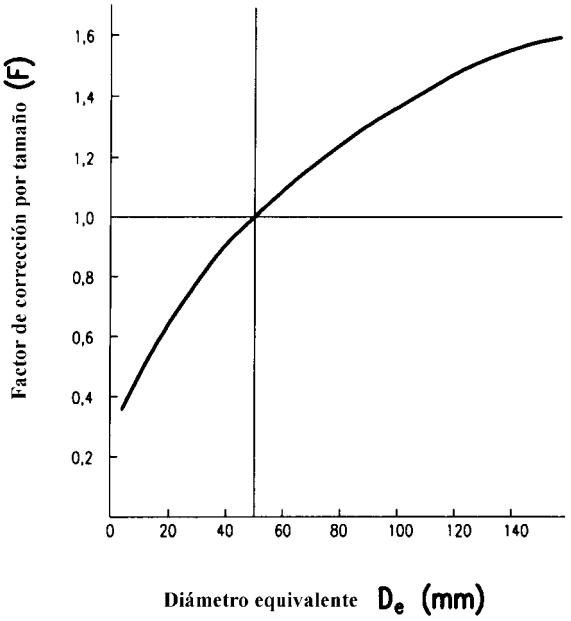


Fig. 8 – Gráfico del factor F de corrección por tamaño

Los procedimientos de corrección por tamaño hasta ahora descritos, son aplicables independientemente del índice de anisotropía I_a y de la dirección de la carga respecto a los planos de debilidad.

4.3 Cálculo del valor medio

El valor medio de $I_{s(50)}$, que se utiliza para la clasificación de las rocas, se calcula suprimiendo los dos valores más altos y más bajos obtenidos en 10 roturas válidas, y calculando la media de los valores restantes. Si el número de roturas es significativamente menor que 10, se eliminan únicamente los valores más alto y más bajo, calculándose la media a partir de los restantes.

4.4 Índice de anisotropía de la resistencia a carga puntual

El índice de anisotropía de la resistencia a carga puntual $I_{a(50)}$, se define como la relación entre los valores medios de $I_{s(50)}$ máximo y mínimo.

NOTA – Cuando se introdujo el ensayo de resistencia a carga puntual, se utilizaba principalmente para predecir la resistencia a compresión uniaxial. Entonces ésta era la prueba establecida para la clasificación de las rocas según su resistencia. En la actualidad, la resistencia a carga puntual sustituye con frecuencia a la resistencia a la compresión uniaxial en este papel, ya que, cuando se realiza adecuadamente, suele tener suficiente fiabilidad y es mucho más rápida de determinar.

El $I_{s(50)}$ deberá emplearse directamente para la clasificación de rocas, pues las correlaciones con la resistencia a la compresión uniaxial son sólo aproximadas. Por término medio, la resistencia a la compresión uniaxial es 20-25 veces mayor que la resistencia a carga puntual, como se ve en la figura 9. Sin embargo, en los ensayos realizados con muchos tipos de roca diferentes la relación puede variar entre 15 y 50, especialmente en lo que se refiere a las rocas anisotrópicas, de manera que pueden producirse errores al emplear un valor de relación arbitrario para predecir la resistencia a carga puntual.

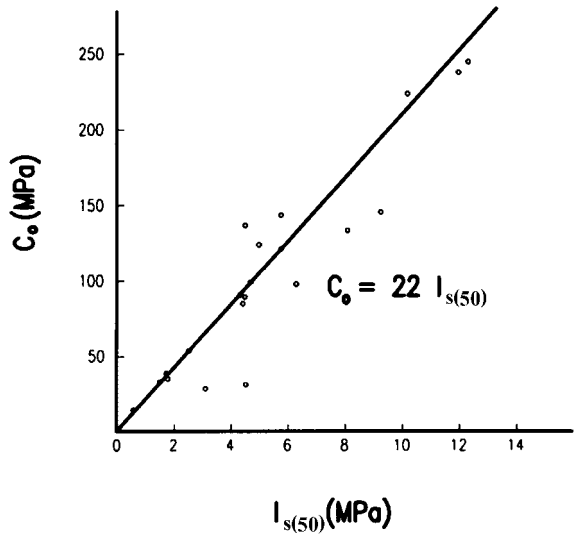


Fig. 9 – Ejemplo de correlación entre la resistencia a carga puntual y la resistencia a la compresión uniaxial

5 INFORME DE RESULTADOS

Los resultados de los ensayos diametrales, de bloque y de fragmentos irregulares y las pruebas perpendicular y paralela a los planos de debilidad deberán ser tabulados de forma separada. El informe debe incluir la siguiente información:

a) Origen de la muestra[1)], incluyendo:
   – localización geográfica;
   – profundidad;
   – fecha y métodos de muestreo;
   – historia de almacenamiento y entorno.

b) Descripción litológica de la roca[1)].

c) Información de la humedad de la muestra en el momento de realización del ensayo[2)] (de acuerdo con el apartado 3.3).

d) Fecha de ensayo y máquina utilizada[2)].

e) Número del fragmento y de la muestra[2)].

f) Valores de D (W, D_e^2 y D^2 en caso necesario)[2)].

g) Valores de la carga de rotura P[2)].

h) Valores de I_s, $I_{s(50)}$ (F si fuese necesario)[2)].

i) Para todas las muestras de rocas isotrópicas, una tabulación resumida de los valores medios de $I_{s\,(50)}$[2)].

j) Para todas las muestras de rocas anisotrópicas, una tabulación resumida de los valores medios $I_{s(50)}$ obtenidos de los fragmentos ensayados de forma perpendicular y paralela a los planos de debilidad, y el índice de anisotropía $I_{a(50)}$[2)].

k) Orientación de la dirección de la aplicación de los punzones respecto a los planos de debilidad [apartado 3.4, punto d)][2)].

l) Observaciones: estado de alteración y nivel de humedad de las juntas[2)].

---

1) Opcional.

2) Obligatorio.

AENOR Asociación Española de Normalización y Certificación

Dirección Fernández de la Hoz, 52
28010 Madrid-España

Teléfono (91) 432 60 00

Telefax (91) 310 36 95

Telegrama AENOR

norma española

UNE-EN ISO 14689-1

Noviembre 2005

TÍTULO

Investigación y ensayos geotécnicos

Identificación y clasificación de rocas

Parte 1: Identificación y descripción

(ISO 14689-1:2003)

Geotechnical investigation and testing. Identification and classification of rock. Part 1: Identification and description. (ISO 14689-1:2003).

Recherches et essais géotechniques. Dénomination et classification des roches. Partie 1: Dénomination et description. (ISO 14689-1:2003).

CORRESPONDENCIA

Esta norma es la versión oficial, en español, de la Norma Europea EN ISO 14689-1 de diciembre de 2003, que a su vez adopta íntegramente la Norma Internacional ISO 14689-1:2003.

OBSERVACIONES

ANTECEDENTES

Esta norma ha sido elaborada por el comité técnico AEN/CTN 103 *Geotecnia* cuya Secretaría desempeña AENOR.

Editada e impresa por AENOR
Depósito legal: M 46141:2005

© AENOR 2005
Reproducción prohibida

LAS OBSERVACIONES A ESTE DOCUMENTO HAN DE DIRIGIRSE A:

AENOR Asociación Española de Normalización y Certificación

C Génova, 6
28004 MADRID-España

Teléfono 91 432 60 00
Fax 91 310 40 32

25 Páginas

Grupo 17

NORMA EUROPEA
EUROPEAN STANDARD
NORME EUROPÉENNE
EUROPÄISCHE NORM

EN ISO 14689-1

Diciembre 2003

ICS 93.020

Versión en español

Investigación y ensayos geotécnicos
Identificación y clasificación de rocas
Parte 1: Identificación y descripción
(ISO 14689-1:2003)

Geotechnical investigation and testing. Identification and classification of rock. Part 1: Identification and description. (ISO 14689-1:2003).

Recherches et essais géotechniques. Dénomination et classification des roches. Partie 1: Dénomination et description. (ISO 14689-1:2003).

Geotechnische Erkundung und Untersuchung. Benennung, Beschreibung und Klassifizierung von Fels. Teil 1: Benennung und Beschreibung. (ISO 14689-1:2003).

Esta norma europea ha sido aprobada por CEN el 2003-11-28. Los miembros de CEN están sometidos al Reglamento Interior de CEN/CENELEC que define las condiciones dentro de las cuales debe adoptarse, sin modificación, la norma europea como norma nacional.

Las correspondientes listas actualizadas y las referencias bibliográficas relativas a estas normas nacionales, pueden obtenerse en el Centro de Gestión de CEN, o a través de sus miembros.

Esta norma europea existe en tres versiones oficiales (alemán, francés e inglés). Una versión en otra lengua realizada bajo la responsabilidad de un miembro de CEN en su idioma nacional, y notificada al Centro de Gestión, tiene el mismo rango que aquéllas.

Los miembros de CEN son los organismos nacionales de normalización de los países siguientes: Alemania, Austria, Bélgica, Dinamarca, Eslovaquia, España, Finlandia, Francia, Grecia, Hungría, Irlanda, Islandia, Italia, Luxemburgo, Malta, Noruega, Países Bajos, Portugal, Reino Unido, República Checa, Suecia y Suiza.

CEN
COMITÉ EUROPEO DE NORMALIZACIÓN
European Committee for Standardization
Comité Européen de Normalisation
Europäisches Komitee für Normung
CENTRO DE GESTIÓN: Rue de Stassart, 36 B-1050 Bruxelles

© 2003 Derechos de reproducción reservados a los Miembros de CEN.

PRÓLOGO

El texto de la Norma EN ISO 14689-1:2003 ha sido elaborado por el Comité Técnico ISO/TC 182 *Geotecnia* en colaboración con el Comité Técnico CEN/TC 341 *Investigación y ensayo geotécnico*, cuya Secretaría está desempeñada por DIN.

Esta norma europea debe recibir el rango de norma nacional mediante la publicación de un texto idéntico a la misma o mediante ratificación antes de finales de junio de 2004, y todas las normas nacionales técnicamente divergentes deben anularse antes de finales de junio de 2004.

De acuerdo con el Reglamento Interior de CEN/CENELEC, están obligados a adoptar esta norma europea los organismos de normalización de los siguientes países: Alemania, Austria, Bélgica, Dinamarca, Eslovaquia, España, Finlandia, Francia, Grecia, Hungría, Irlanda, Islandia, Italia, Luxemburgo, Malta, Noruega, Países Bajos, Portugal, Reino Unido, República Checa, Suecia y Suiza.

DECLARACIÓN

El texto de la Norma Internacional ISO 14689-1:2003 ha sido aprobado por CEN como Norma Europea EN ISO 14689-1:2003 sin ninguna modificación.

ÍNDICE

Página

PRÓLOGO 6

INTRODUCCIÓN 7

1 OBJETO Y CAMPO DE APLICACIÓN 7

2 NORMAS PARA CONSULTA 7

3 TÉRMINOS Y DEFINICIONES 8

4 IDENTIFICACIÓN Y DESCRIPCIÓN DE LAS ROCAS 8
4.1 Identificación de las rocas 8
4.2 Descripción de las rocas 10
4.2.1 Color 10
4.2.2 Tamaño de grano 10
4.2.3 Matriz 10
4.2.4 Efectos de meteorizaciones y alteraciones 10
4.2.5 Contenido en carbonatos 11
4.2.6 Estabilidad de la roca 11
4.2.7 Resistencia a la compresión simple 12
4.3 Macizo rocoso 12
4.3.1 Generalidades 12
4.3.2 Estructura 13
4.3.3 Discontinuidades 13
4.3.4 Meteorización del macizo rocoso 18
4.3.5 Permeabilidad del macizo rocoso 19

5 INFORME 19

ANEXO A (Informativo) AYUDA PARA LA IDENTIFICACIÓN DE TIPOS DE ROCAS BASÁNDOSE EN CARACTERÍSTICAS GEOLÓGICAS CON FINES GEOTÉCNICOS 21

BIBLIOGRAFÍA 23

PRÓLOGO

ISO (la Organización Internacional de Normalización) es una federación mundial de organismos nacionales de normalización (organismos miembros de ISO). El trabajo de preparación de las normas internacionales normalmente se realiza a través de los comités técnicos de ISO. Cada organismo miembro interesado en una materia para la cual se haya establecido un comité técnico, tiene el derecho de estar representado en dicho comité. Las organizaciones internacionales, públicas y privadas, en coordinación con ISO, también participan en el trabajo. ISO colabora estrechamente con la Comisión Electrotécnica Internacional (IEC) en todas las materias de normalización electrotécnica.

Las normas internacionales se redactan de acuerdo con las reglas establecidas en la Parte 2 de las Directivas ISO/IEC.

La tarea principal de los comités técnicos es preparar normas internacionales. Los proyectos de normas internacionales adoptados por los comités técnicos se envían a los organismos miembros para su votación. La publicación como norma internacional requiere la aprobación por al menos el 75% de los organismos miembros con derecho a voto.

Se llama la atención sobre la posibilidad de que algunos de los elementos de esta norma internacional puedan estar sujetos a derechos de patente. ISO no asume la responsabilidad por la identificación de cualquiera o todos los derechos de patente.

La Norma Internacional ISO 14689-1 fue preparada por el Comité Técnico ISO/TC 182 *Geotecnia*, Subcomité SC 1 *Investigaciones y ensayos geotécnicos*.

La Norma Internacional ISO 14689 consta de las siguientes partes, bajo el título general *Investigación y ensayos geotécnicos. Identificación y clasificación de rocas*:

– *Parte 1: Identificación y descripción.*

– *Parte 2: Intercambio electrónico de datos sobre identificación y descripción de rocas.*

INTRODUCCIÓN

Esta parte de la Norma Internacional ISO 14689 abarca áreas del campo internacional que nunca habían sido normalizadas con anterioridad. Se pretende que esta norma refleje la buena práctica extendida mundialmente, y no se prevén diferencias significativas con documentos nacionales. Es posible que sea precisa una descripción más detallada de la roca en función del contexto local y del proyecto en que se encuentre.

Este documento está basado en la práctica internacional (véase la bibliografía).

1 OBJETO Y CAMPO DE APLICACIÓN

Esta parte de la Norma Internacional ISO 14689 se refiere a la identificación y descripción de la roca y del macizo rocoso basándose en la composición mineralógica, aspectos genéticos, estructura, tamaño de grano, discontinuidades y otros parámetros. También establece reglas para la descripción de otras características, así como para su designación.

Esta parte de la Norma Internacional ISO 14689 se aplica a la descripción de las rocas para la geotecnia e ingeniería geológica en ingeniería civil. La descripción se realiza sobre testigos y otras muestras de roca natural y en macizos rocosos.

Esta parte de la Norma Internacional ISO 14689 no incluye los sistemas de clasificación de los macizos rocosos que emplean uno o más parámetros descriptivos para determinar un posible comportamiento geotécnico del macizo rocoso (véase la bibliografía).

La identificación y clasificación de los suelos para aplicaciones en construcción están incluidos en la Normas Internacionales ISO 14688-1 e ISO 14688-2.

2 NORMAS PARA CONSULTA

Las normas que a continuación se indican son indispensables para la aplicación de esta norma. Para las referencias con fecha, sólo se aplica la edición citada. Para las referencias sin fecha se aplica la última edición de la norma (incluyendo cualquier modificación de ésta).

ISO 710-1 – *Símbolos gráficos para uso en mapas detallados, planos y columnas geológicas. Parte 1: Reglas generales de representación.*

ISO 710-2 – *Símbolos gráficos para uso en mapas detallados, planos y columnas geológicas. Parte 2: Representación de rocas sedimentarias.*

ISO 710-3 – *Símbolos gráficos para uso en mapas detallados, planos y columnas geológicas. Parte 3: Representación de rocas magmáticas.*

ISO 710-4 – *Símbolos gráficos para uso en mapas detallados, planos y columnas geológicas. Parte 4: Representación de rocas metamórficas.*

ISO 710-5 – *Símbolos gráficos para uso en mapas detallados, planos y columnas geológicas. Parte 5: Representación de minerales.*

ISO 710-6 – *Símbolos gráficos para uso en mapas detallados, planos y columnas geológicas. Parte 6: Representación de contactos de rocas con rocas que han sufrido una transformación metasomática, pneumatolítica, o hidrotermal o una transformación por meteorización.*

ISO 710-7 – *Símbolos gráficos para uso en mapas detallados, planos y columnas geológicas. Parte 7: Símbolos tectónicos.*

3 TÉRMINOS Y DEFINICIONES

En el contexto de esta norma son de aplicación los siguiente términos y definiciones.

NOTA – En la Norma Europea EN 12670 se incluyen otros términos y definiciones adicionales.

3.1 roca: Asociación de minerales que se presenta de forma natural, consolidada, cementada o trabada de cualquier otra forma dando lugar a un material que generalmente tiene más resistencia y rigidez que el suelo.

3.2 macizo rocoso: Roca con sus discontinuidades y perfil de meteorización.

3.3 material rocoso: Roca que incluye la estructura de las discontinuidades.

3.4 roca tipo: Nombre relativo a una composición petrológica definida, en función de su tamaño de grano y su origen genético, incluyendo su estructura y su textura determinadas.

NOTA – En la tabla A.1 se incluyen algunos ejemplos habituales.

3.5 matriz: Pasta de grano fino, cristalina o amorfa de una roca que contiene granos más grandes de mineral o fragmentos de rocas.

3.6 textura: Tamaño, forma y disposición de los granos de las rocas sedimentarias y de los cristales de las rocas ígneas y metamórficas.

3.7 fábrica: Disposición espacial de los componentes (granos) en la roca.

NOTA – En las rocas sedimentarias, la fábrica es la orientación espacial (o la falta de ella) de los elementos (partículas aisladas, cristales, cemento) que constituyen la roca. En las rocas ígneas y otras rocas cristalinas este término se utiliza para las configuraciones producidas por una disposición no uniforme de granos, cristales y matriz.

3.8 foliación: Disposición plana de los componentes como los minerales, en cualquier tipo de roca, especialmente la estructura planar que resulta del aplanamiento, segregación y otros procesos experimentados por los granos en la rocas metamórficas.

3.9 discontinuidad: Superficie que rompe la continuidad del material de la roca en el macizo rocoso y que está abierta o puede llegar a abrirse cuando se aplica un esfuerzo durante los trabajos de ingeniería.

EJEMPLOS Planos de estratificación, diaclasas, fisuras, foliaciones y fallas en el macizo rocoso.

3.10 estructura: Modelo de discontinuidades en el macizo rocoso, que permite dividir al macizo en bloques rocosos individuales.

4 IDENTIFICACIÓN Y DESCRIPCIÓN DE LAS ROCAS

4.1 Identificación de las rocas

La identificación de las rocas se basa en la determinación de las siguientes características:

a) grupo genético:

- sedimentarias: clásticas, químicas, orgánicas;

- metamórficas;
- ígneas: plutónicas, volcánicas;

b) estructura:

- estratificadas, foliadas o masivas (sin discontinuidades genéticas netas);

c) tamaño de grano:

- en la tabla A.1 se indican los términos descriptivos (según su tamaño) relacionados con los tipos de rocas;

d) composición mineralógica:

- cuarzo, feldespatos y silicatos afines (minerales leucocráticos);
- minerales melanocráticos (oscuros) (por ejemplo, biotita, anfíbol y piroxeno);
- minerales arcillosos;
- minerales carbonatados (por ejemplo, calcita y dolomita);
- material silíceo amorfo (por ejemplo, vidrio);
- material carbonoso (por ejemplo, carbón y grafito);
- sales (por ejemplo, halita [rocas salinas] y yeso);
- minerales expansivos (por ejemplo, anhidrita y minerales arcillosos);
- minerales sulfurosos (por ejemplo, piritas);

e) rocas con oquedades:

- oquedades primarias (por ejemplo, burbujas en las rocas volcánicas);
- oquedades secundarias (por ejemplo, producidas por disolución).

NOTA – La identificación litológica de la roca es necesaria para hacerse una idea de la geología de un área, para establecer una correlación con los perfiles geológicos deducidos de los sondeos o para distinguir los bloques masivos o capas estratificadas. También es importante en aquellos casos en los que la roca se utiliza para construcción. Las propiedades mecánicas sólo pueden deducirse parcialmente de la identificación de la roca tipo.

Como instrumento de ayuda para la identificación de las rocas de aplicación en la construcción, se recogen en la tabla A.1 los nombres más comunes de las rocas tipo.

En esta tabla, los nombres de la rocas están asociados a combinaciones particulares de características y su denominación correcta requiere el reconocimiento de los atributos recogidos en dicha lista. La roca debe identificarse correctamente según los principios de la geología.

Se deben usar los mapas geológicos de las zonas relacionadas con el proyecto para la designación de las rocas.

4.2 Descripción de las rocas

4.2.1 Color. El color de la roca puede describirse utilizando la Carta de Colores de un tipo aprobado. Como alternativa, para limitar la subjetividad de la estimación, debería utilizarse el siguiente sistema simplificado. Se selecciona un color de cada una de las columnas de la tabla 1 y se combinan para definir una estimación del color.

Por ejemplo: amarillo, marrón ligeramente amarillento, marrón rojizo oscuro, marrón oscuro, etc. Si fuera necesario, se pueden diferenciar matices de color mediante el uso de términos tales como, manchado, moteado, jaspeado, rayado; por ejemplo marrón ligeramente amarillento con manchas marrón oscuro.

Una carta de colores proporciona una ayuda útil, en particular mejora la coherencia entre descripciones realizadas por diferentes personas.

Tabla 1
Términos de intensidad, nivel de color y tonalidad que pueden combinarse para describir un color (ejemplos)

Tonalidad Descriptor primario	Nivel de color Descriptor secundario	Intensidad Descriptor terciario
Rosa	Rosado	
Rojo	Rojizo	
Amarillo	Amarillento	
Marrón	Parduzco	Claro
Verde	Verdoso	Oscuro
Azul	Azulado	
Blanco		
Gris	Grisáceo	
Negro		

4.2.2 Tamaño de grano. En la tabla A.1 se incluye un esquema descriptivo. El tamaño de grano se refiere a la dimensión media de los fragmentos de roca o de los minerales predominantes embebidos en el material rocoso. Normalmente, es suficiente estimar el tamaño de forma visual, para lo cual puede ser de ayuda una lupa de mano en la evaluación de rocas de grano fino o amorfas, pero puede ser adecuada la descripción independiente de los granos y de la matriz.

4.2.3 Matriz. Se debe determinar el tamaño de las partículas y la composición mineralógica de la matriz. La composición mineralógica debe describirse empleando los términos que se indican en la tabla A.1 (silícea, calcárea, carbonosa, etc.), pero puede ampliarse con términos geológicos estándar, cuando proceda, tales como ferruginosos, arcilloso (que contiene minerales arcillosos), cuarcítico y otros.

4.2.4 Efectos de meteorizaciones y alteraciones. En la tabla 2 se indican las consecuencias de la meteorización/alteración de la roca. Para describir la meteorización/alteración, pueden utilizarse algunos o todos los términos descriptivos posibles.

Tabla 2
Términos para describir la meteorización/alteración del macizo rocoso

Término	Descripción
Sana	No se aprecian signos de meteorización/alteración de la roca.
Decolorada	El color de la roca sana original ha cambiado, lo que pone de manifiesto la meteorización/alteración. Debería indicarse el grado de cambio respecto al original. También debería mencionarse si el cambio de color se limita a un mineral constituyente particular.
Desintegrada	La roca está disgregada por la meteorización física, de forma que se ha perdido la cohesión entre los granos y la roca está meteorizada/alterada hacia la condición de un suelo en el que la fábrica del material original está aún intacta. La roca es friable pero los granos de mineral no están descompuestos.
Descompuesta	La roca está meteorizada por alteración química de los granos minerales, hacia la condición de un suelo en el que la fábrica del material original está aún intacta; alguno o todos los granos minerales están descompuestos.

Los términos relativos a la meteorización que se recogen en la tabla 2, pueden subdividirse añadiendo calificativos, por ejemplo, "parcialmente decolorado", "completamente decolorado" y "ligeramente decolorado", lo que puede ayudar a la descripción del material que está siendo examinado. Los últimos tres términos pueden usarse combinados, por ejemplo, "totalmente decolorado y ligeramente descompuesto."

4.2.5 Contenido en carbonatos. El contenido en carbonatos se determina añadiendo gotas de ácido clorhídrico diluido (HCl) (3:1 ó 10%). Se pueden distinguir las siguientes características:

a) libre de carbonato (O) si la adición de HCl no produce ninguna efervescencia;

b) calcárea (+) si la adición de HCl produce una clara efervescencia, pero no se mantiene;

c) altamente calcárea (++), si la adición de HCl produce una fuerte y continua efervescencia.

Debería advertirse que, en rocas mojadas o húmedas, la efervescencia se produce normalmente con retraso.

4.2.6 Estabilidad de la roca. Debería evaluarse la degradación de la roca cuando se exponga a nuevas aguas o a un nuevo ambiente atmosférico; para ello, se han de determinar las condiciones pertinentes (véase la tabla 3).

Tabla 3
Estabilidad de la roca

Término	Descripción
Estable	No se produce ningún cambio
Débilmente estable	La superficie de las muestras se desmenuza y desmorona
Inestable	Las muestras se desintegran

Su comportamiento cuando está expuesta al agua debería describirse utilizando los términos de la tabla 4, junto con una descripción del ensayo realizado. Algunas rocas poco compactas no dan muestras directas de desintegración en agua, pero sí en el proceso posterior de secado.

Tabla 4
Estabilidad de la roca en agua

Término	Descripción (después de 24 h en agua)	Grado
Estable	No se aprecian cambios	1
Débilmente estable	Se forman algunas fisuras, o la superficie de la muestra se desmenuza ligeramente	2
	Se forman muchas fisuras y se rompen en pequeños trozos, o la superficie de la muestra es altamente demenuzable	3
Inestable	La muestra se desintegra, o prácticamente la totalidad de la superficie de la muestra se desmenuza	4
	La totalidad de la muestra se convierte en barro o se desintegra en arena	5

4.2.7 Resistencia a compresión simple. La resistencia a compresión simple de la roca puede estimarse de acuerdo con lo indicado en la tabla 5.

Tabla 5
Identificación de campo de la resistencia a compresión simple

Término	Identificación de campo	Resistencia a comprensión simple MPa
Extremadamente blanda [a)]	Se raya con la uña del dedo	Menor que 1
Muy blanda	Se desmenuza con un golpe seco con el pico de un martillo de geólogo; se puede descascarillar con una navaja	1 a 5
Blanda	Se puede descascarillar con cierta dificultad con una navaja; se pueden hacer rayas poco profundas con el pico del martillo de geólogo	5 a 25
De resistencia media	No se puede raspar o descascarillar con una navaja; la muestra se puede fracturar con un fuerte golpe con el martillo de geólogo	25 a 50
Resistente	La muestra precisa más de un golpe de martillo de geólogo para fracturarse	50 a 100
Muy resistente	La muestra precisa de muchos golpes de martillo de geólogo para fracturarse	100 a 250
Extremadamente resistente	Con el martillo de geólogo sólo se pueden producir algunas esquirlas	Mayor que 250

[a] Algunas rocas extremadamente débiles podrían comportarse como suelos, y deberían describirse como suelos de acuerdo con los criterios de la Norma Internacional ISO 14688-1.

NOTA – La resistencia a compresión simple no siempre puede definirse en el campo, por lo que con frecuencia se utiliza el ensayo de carga puntual como índice de la resistencia de la roca.

Cualquier informe que describa ensayos sobre resistencia a compresión debe mencionar el tamaño de la muestra, el procedimiento de ensayo, la anisotropía de la muestra y su contenido de agua.

4.3 Macizo rocoso

4.3.1 Generalidades. La descripción del macizo rocoso debe incluir:

a) tipos de rocas;

b) estructura;

c) discontinuidades;

d) meteorización;

e) agua subterránea.

4.3.2 Estructura. La estructura del macizo rocoso debería describirse a una amplia escala, incluyendo las interrelaciones entre los aspectos geológicos y las asociaciones entre los tipos de rocas en el macizo.

En la tabla 6 se recogen ejemplos de términos comunes que pueden utilizarse y que están definidos en la práctica geológica habitual.

Tabla 6
Ejemplos de términos que pueden utilizarse en la descripción de estructuras del macizo rocoso

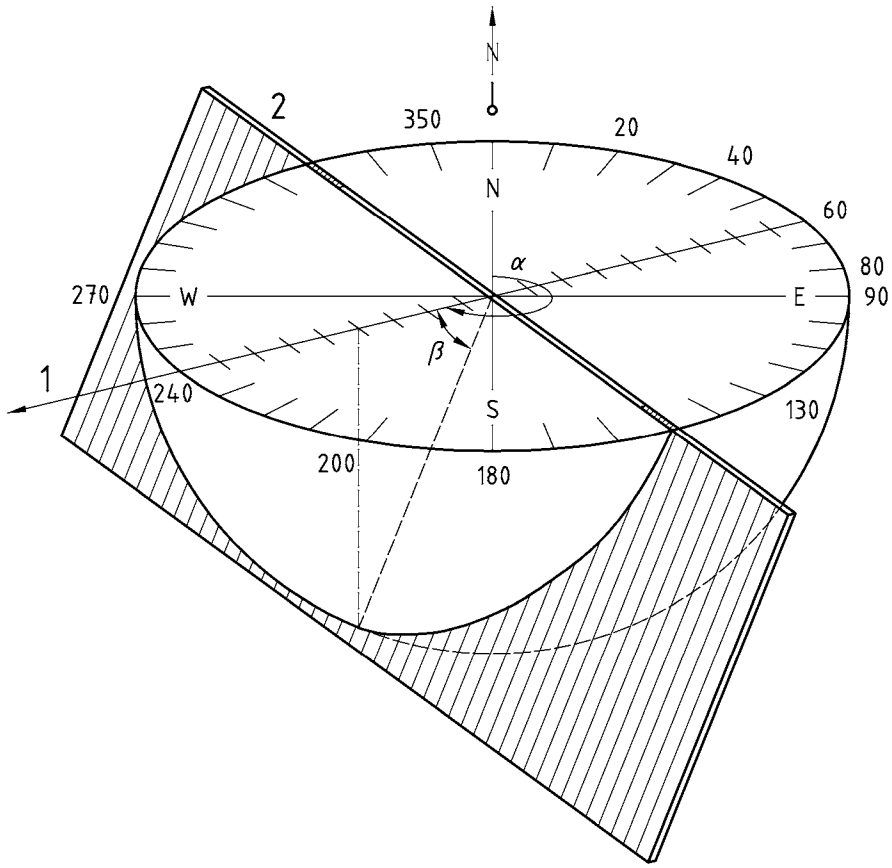
Sedimentarias	Metamórficas	Ígneas
Estratificadas	Con crucero	Masivas
Interestratificadas	Foliadas	Con texturas de flujo
En láminas	Esquistosas	Plegadas
Plegadas	Bandeadas	Laminadas
Masivas	Laminadas	
Gradadas	Neísicas	
	Plegadas	

4.3.3 Discontinuidades

4.3.3.1 Introducción. La resistencia a tracción o a esfuerzo cortante en determinadas superficies, es menor que la de la roca intacta. Las discontinuidades o juntas tienen muchos orígenes, por ejemplo, los planos de estratificación, las diaclasas, los planos de cizalla, las fallas o las foliaciones y pueden presentarse localmente de manera individual, o en familias de características relativamente uniformes.

Además, para describir el tipo de discontinuidades, se deberían documentar sus orientaciones, el espaciado, la continuidad, la rugosidad, la abertura y el relleno, las características de las filtraciones, el número de familias de juntas y el tamaño de los bloques de roca resultantes de su combinación. Con frecuencia puede ser necesario describir de forma individual las discontinuidades mayores o las más importantes. Sólo puede obtenerse una información completa sobre las discontinuidades del macizo rocoso a partir de buenos afloramientos del macizo rocoso.

4.3.3.2 Medida del buzamiento y de la dirección del buzamiento. La máxima inclinación (buzamiento) del plano medio de la discontinuidad se mide con el clinómetro, y debería expresarse en grados con un número de dos cifras, por ejemplo 50 (00 a 90). El acimut del buzamiento (dirección del buzamiento) se mide en grados en el sentido de las agujas del reloj respecto al norte verdadero, y se expresa con un número de tres cifras, por ejemplo 240 (000 a 360). La dirección del buzamiento y el buzamiento deberían registrarse en este orden, con los números de tres y dos cifras separados por una barra, por ejemplo 240/50. El par de números representa el vector buzamiento. La relación entre el buzamiento, la dirección de la capa y la dirección de buzamiento se indica en la figura 1.



Leyenda

1 dirección del buzamiento
2 dirección de la capa
α dirección del buzamiento (acimut del buzamiento) = 240°
β buzamiento (ángulo de buzamiento) = 50°

plano de discontinuidad 240/50

Fig. 1 – Diagrama indicativo del buzamiento, dirección del buzamiento y dirección de la capa

4.3.3.3 Espaciado de las discontinuidades y forma de los bloques. El término "espaciado" se refiere a la separación media o modal de un conjunto de discontinuidades y es la distancia perpendicular entre discontinuidades adyacentes. En la tabla 7 se recogen los términos que se utilizan para describir el espesor de la estratificación, y, en la tabla 8, los utilizados para el espaciado de las discontinuidades.

Tabla 7
Términos para describir la estratificación según su espesor

Término	Espaciamiento (espesor) mm
Estratificación muy gruesa	Mayor que 2 000
Estratificación gruesa	2 000 a 600
Estratificación media	600 a 200
Estratificación fina	200 a 60
Estratificación muy fina	60 a 20
Laminación gruesa	20 a 6
Laminación fina	Menor que 6

Tabla 8
Término para describir el espaciado de las discontinuidades

Término	Separación mm
Muy separadas	Mayor que 2 000
Separadas	2 000 a 600
Moderadamente juntas	600 a 200
Juntas	200 a 60
Muy juntas	60 a 20
Extremadamente juntas	Menor que 20

Normalmente es difícil medir el espaciado real de la discontinuidad en los testigos de un sondeo: generalmente, las mediciones se realizan a lo largo del eje del testigo. Se debe registrar el método de medición.

El espaciado tridimensional de las discontinuidades debería describirse haciendo referencia al tamaño y a la forma de los bloques de rocas que limitan las discontinuidades. Para el tamaño de los bloques de roca, se debería utilizar el esquema que se recoge en la tabla 9.

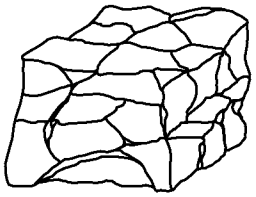
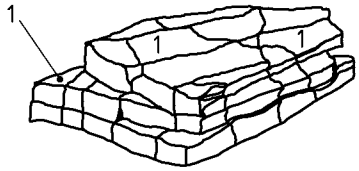
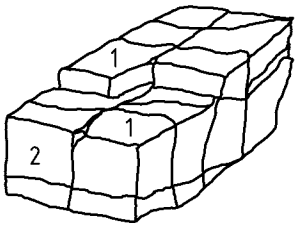
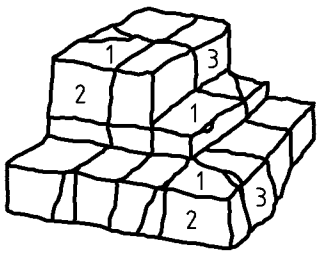
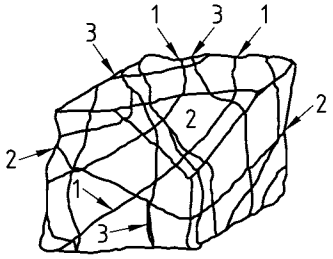
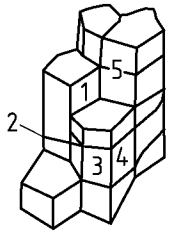
Tabla 9
Tamaño de los bloques de roca

Término	Longitud media de los lados de los bloques mm
Muy grande	Mayor que 2 000
Grande	600 a 2 000
Medio	200 a 600
Pequeño	60 a 200
Muy pequeño	Menor que 60

La forma de los bloques de roca debería describirse con los términos recogidos en la tabla 10.

La forma de los bloques de roca debe ser compatible con el espaciado de las discontinuidades.

Tabla 10
Términos para describir las principales estructuras del macizo rocoso y las formas de los bloques

Término	Figura	Descripción
a) Bloques poliédricos		Discontinuidades irregulares sin organización en distintas familias y de poca continuidad.
b) Bloques tabulares		Un grupo dominante de discontinuidades paralelas (1) por ejemplo, planos de estratificación, con otras juntas no continuas; el espesor de los bloques es mucho menor que su longitud o su anchura.
c) Bloques prismáticos		Dos familias dominantes de discontinuidades (1 y 2), aproximadamente perpendiculares y paralelas, y con una tercera familia irregular; el espesor de los bloques es mucho menor que su longitud o su anchura.
d) Bloques equidimensionales		Tres grupos dominantes de discontinuidades (1, 2 y 3) aproximadamente perpendiculares, con ocasionales juntas irregulares, que dan lugar a bloques equidimensionales.
e) Bloques romboidales		Tres (o más) familias dominantes de juntas, oblicuas entre sí (1, 2 y 3), que dan lugar a bloques equidimensionales de formas oblicuas.
f) Bloques columnares		Varias, generalmente más de tres, familias de juntas paralelas (1, 2, 3, 4 y 5) normalmente atravesadas por juntas irregulares; la longitudinal es mucho mayor que las otras dimensiones

4.3.3.4 Continuidad. La extensión lineal de las discontinuidades desde su inicio hasta su terminación en el macizo rocoso, o contra otra discontinuidad, debe medirse en metros. El tamaño del afloramiento debe registrarse y, si es posible y adecuado, se debería medir en dos o preferiblemente en tres, direcciones perpendiculares.

4.3.3.5 Rugosidad. La superficie de las discontinuidades debe describirse según una de las tres escalas siguientes de observación:

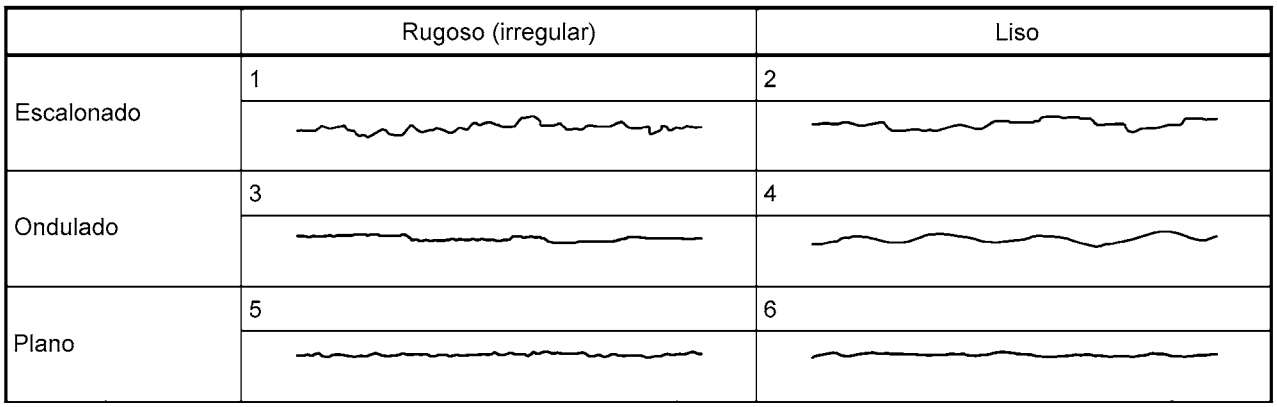
a) pequeña escala (varios milímetros) – rugosa o lisa;

b) escala media (varios centímetros) – plana, escalonada, ondulada;

c) gran escala (varios metros) – ondulada, curvada o recta;

y utilizando los términos como se indican en la figura 2. Una superficie de una discontinuidad, podría pues describirse combinando los términos de escala: pequeña, media y grande para obtener una descripción tal como, "escalonado suave", o "plana rugosa". Para una claridad total de la descripción, puede ser necesario dar la medida de la longitud de onda y las medidas de la amplitud de las características de la escala mayor. Obsérvese que todas las discontinuidades "lisas" pueden presentar estriaciones. Dichas estrías en una superficie de la discontinuidad son consecuencia del movimiento y la presión. Las superficies estriadas pueden ser pulidas y reflejar la luz.

El término "slickenside" sólo debería utilizarse cuando se encuentran pruebas claras de desplazamientos de cizalladura a lo largo de la discontinuidad. Las escalas vertical y horizontal son iguales.



Leyenda

1 superficie rugosa escalonada
2 superficie lisa escalonada
3 superficie rugosa ondulada
4 superficie lisa ondulada
5 superficie rugosa plana
6 superficie lisa plana

Fig. 2 – Términos para rugosidad de las discontinuidades (no a escala)

4.3.3.6 Abertura. La distancia perpendicular entre las dos superficies de una discontinuidad se denomina abertura. Debe reseñarse el origen del afloramiento, como puede ser un afloramiento natural, una superficie excavada artificialmente, etc. La separación debe describirse empleando los términos que se recogen en la tabla 11.

Tabla 11
Términos para describir la abertura de las discontinuidades

Términos para el tamaño de la abertura	Abertura
Muy cerrada	Menor que 0,1 mm
Cerrada	0,1 a 0,25 mm
Parcialmente abierta	0,25 a 0,5 mm
Abierta	0,5 a 2,5 mm
Moderadamente ancha	2,5 a 10 mm
Ancha	1 a 10 cm
Muy ancha	10 a 100 cm
Extremadamente ancha	Mayor que 1 m

4.3.3.7 Material de relleno. El material de relleno entre las superficies de una discontinuidad debe identificarse y describirse (por ejemplo, suelo, minerales tales como calcita, cuarzo, epidota, clorita, minerales arcillosos o brechas). Debe describirse, cuando proceda, la resistencia al corte del relleno y la capacidad potencial de hinchamiento del relleno.

4.3.3.8 Flujo de agua. Si en un punto concreto se aprecia humedad, o fluye agua libremente de las discontinuidades, debería describirse usando los términos "humedad en la superficie de la roca" y "rezuma agua" respectivamente. Si la cantidad del flujo (caudal) puede estimarse o medirse, entonces se puede describir la cantidad del flujo utilizando los términos que se recogen en la tabla 12.

Tabla 12
Términos para describir la magnitud del flujo de agua en las discontinuidades

Término descriptivo	Flujo
Pequeño	0,05 a 0,5 l/s
Medio	0,5 a 5 l/s
Grande	Mayor que 5 l/s

4.3.4 Meteorización del macizo rocoso. La meteorización del macizo rocoso debería describirse en función de la distribución y proporciones relativas de roca sana y roca decolorada, roca descompuesta o roca desintegrada y los efectos de la meteorización en las discontinuidades.

La meteorización acaba convirtiendo la roca en suelo y, el grado de meteorización debe definirse en función de tres unidades básicas: roca, roca y suelo y suelo.

Para subdividir los diferentes grados de meteorización, se aplica una escala con seis grados distintos que se adjunta en la tabla 13.

Tabla 13
Escala de meteorización del macizo rocoso

Término	Descripción	Grados
Sano	Ningún signo visible de roca meteorizada; quizá ligera decoloración en la superficie de las discontinuidades principales.	0
Ligeramente meteorizado	La decoloración indica cierta meteorización de la roca y de las superficies de las discontinuidades.	1
Moderadamente meteorizado	Menos de la mitad de la roca está descompuesta o desintegrada. La roca sana o decolorada aparece como una estructura continua o núcleos aislados de piedras.	2
Muy meteorizado	Más de la mitad de la roca está descompuesta o desintegrada. La roca sana o decolorada aparece como una estructura discontinua o núcleos aislados de piedras.	3
Completamente meteorizado	Toda la roca está descompuesta y/o desintegrada hasta convertirse en suelo. La estructura original del macizo aún se conserva intacta.	4
Suelo residual	Todo el material de la roca se ha convertido en suelo. La estructura del macizo y la fábrica del material se han destruido Se ha producido un gran cambio de volumen, pero el suelo no ha sufrido un transporte significativo.	5

La tabla 13 recoge una clasificación típica que es poco probable que pueda aplicarse a todas las rocas tipo. Puede disponerse de clasificaciones locales más específicas y que pueden utilizarse cuando sean útiles y no sean ambiguas.

En testigos de sondeos, puede documentarse la distribución de los grados de meteorización de la roca; de este tipo de información se debe inferir la distribución de los grados de meteorización del macizo rocoso de la que se extrajeron los testigos.

La distribución de los grados de meteorización en un macizo rocoso puede determinarse mediante una representación del afloramiento natural y artificial. Sin embargo, debería tenerse en cuenta que el afloramiento aislado y natural de la roca y las excavaciones de extensión limitada no tienen que ser necesariamente representativas de la totalidad del macizo rocoso.

4.3.5 Permeabilidad del macizo rocoso. La permeabilidad del macizo rocoso debe medirse mediante ensayos adecuados (por ejemplo ensayo de bombeo, ensayo Lugeon).

5 INFORME

Se deben utilizar los símbolos recogidos en las Normas Internacionales ISO 710-1 a ISO 710-7 en la leyenda de los sondeos o en los mapas geológicos con fines geotécnicos.

Debe manifestarse claramente que las descripciones se basan en una identificación visual y manual.

La descripción de cualquier roca debe contener, al menos:

- nombre del autor;
- fecha de descripción;
- detalles sobre el origen de la recogida y manipulación de las muestras (véase la Norma Internacional ISO 22475);
- detalles sobre los datos tomados en campo;

- identificación y descripción de la roca de acuerdo con esta parte de la Norma Internacional ISO 14689;
- leyenda de los símbolos y términos usados.

Si los resultados de la investigación se registran electrónicamente, se deberían transferir los datos mediante sistemas de transferencia de datos abiertos (*open data*), tal como el XML (*extensible Mark-up Language*).

ANEXO A (Informativo)

AYUDA PARA LA IDENTIFICACIÓN DE TIPOS DE ROCAS BASÁNDOSE EN CARACTERÍSTICAS GEOLÓGICAS CON FINES GEOTÉCNICOS

El objetivo de la tabla A.1 es facilitar al ingeniero, con conocimientos limitados de geología, un medio para asignar un nombre a una roca, que tal vez no sea estrictamente correcto desde el punto de vista geológico, pero permitiría situar la roca dentro de una familia, y por tanto, ayudar a la identificación de problemas ingenieriles asociados con esa familia. Los nombres de las rocas se han seleccionado principalmente entre aquellos que se utilizan en los libros no especializados en geología, y no se utilizan en sentido estricto, sino como un término general para un amplio grupo de tipos de rocas relacionadas.

Para identificar una roca, lo mejor es verla en el afloramiento o en un gran fragmento en el que se observen las superficies de rotura. Para utilizar la tabla A.1, el primer paso es decidir si la roca es ígnea, sedimentaria o metamórfica. Las rocas ígneas y metamórficas son cristalinas; las superficies de los cristales reflejan la luz y algunos cristales presentan formas geométricas. Habitualmente las rocas ígneas no presentan distribuciones estratificadas pronunciadas y son masivas. Las rocas metamórficas, generalmente presentan estructuras planares, a menudo limitadas por superficies onduladas y se describen como foliadas. Las rocas sedimentarias detríticas o clásticas están compuestas, en su mayor parte, por granos cementados y muestran planos de estratificación que marcan los contactos entre capas de sedimentos. Los poros existentes entre granos pueden estar rellenos con cemento o pueden estar abiertos, en cuyo caso la roca es porosa. Algunas rocas sedimentarias, como las evaporitas y algunas calizas pueden ser cristalinas. Sin embargo, las evaporitas como el yeso y las rocas de sales se rayan fácilmente con la uña del dedo, mientras que los minerales de calcita, que forman la mayor parte de las calizas, pueden rayarse con una navaja y producen burbujas de gas si se les echa ácido clorhídrico diluido. Las rocas sedimentarias pueden contener fósiles.

Una vez que se ha situado la roca en uno de las tres categorías principales, el tamaño de grano predominante ayudará a determinar el nombre. El límite de los 63 mm entre tamaño de grano grueso y muy grueso, y los 2 mm de límite entre el tamaño de grano medio y el grano fino, se reconocen fácilmente mediante inspección visual. Los granos de menos de 0,063 mm pueden no verse claramente, incluso con la ayuda de una lupa de mano normal. La diferenciación entre rocas ígneas se basa parcialmente en el contenido de cuarzo y feldespato. Las rocas ricas en cuarzo y feldespato tienden a ser claras mientras que las rocas pobres en cuarzo-feldespato son oscuras.

Algunas distinciones son difíciles. Los nombres de "lutitas" y "arcillitas" en las rocas sedimentarias clásticas de grano fino, se utilizan en la tabla A.1 para distinguir entre rocas con planos de estratificación con un espaciado de más de 6 mm aproximadamente (lutitas) y las de menos de 6 mm (arcillitas). Los planos de estratificación en las arcillitas pueden dividir la roca en piezas de formas lenticulares. La pizarra es también de grano fino pero la pizarra usada para techar tiene planos de exfoliación muy próximos. Las pizarras son generalmente rocas resistentes y duras. Tanto los esquistos como las pizarras pueden dar lugar a graves problemas constructivos porque se cuartean con facilidad y tienen una anisotropía muy alta.

Tabla A.1
Ayuda para la identificación de rocas con fines constructivos

GRUPO GENÉTICO			ÍGNEAS						SEDIMENTARIAS						METAMÓRFICAS		GRUPO GENÉTICO		
			PIROCLÁSTICAS	ÍGNEAS					SEDIMENTARIAS CLÁSTICAS					QUÍMICAS/ ORGÁNICAS					
Estructura usual			MASIVAS						ESTRATIFICADAS						FOLIADAS	MASIVAS	Estructura usual		
Composición			Al menos el 50% de los granos son de rocas ígneas	Cuarzo, feldespato, micas, minerales melanocráticos		Feldespato, minerales melonocráticos	Minerales melanocráticos		Fragmentos de rocas – cuarzo feldespatos y minerales arcillosos				Al menos el 50% de los granos son de carbonatos	Sales carbonatadas, silicarbonosas	Cuarzo, feldespatos, micas, y minerales melanocráticos	Cuarzo, feldespato micas minerales melanocráticos carbonatos	Composición		
				Ácido	Intermedio	Básico	Ultrabásicos												
Tamaño de grano predominante (mm)	63	Grano muy grueso	Granos redondeados **AGLOMERADOS**	**PEGMATITA**			**PIROXENITAS** **PERIDOTITAS**		Ruditas	Los granos son fragmentos de rocas			**CALIZAS** (indiferenciadas)	Rocas salinas **HALITAS, ANHIDRITAS, YESOS**	**BRECHAS TECTÓNICAS**		Grano muy grueso	63	Tamaño de grano predominante (mm)
		Grano grueso	Granos angulosos **BRECHAS VOLCÁNICAS**	**GRANITO**	**DIORITA**	**GABROS**				Granos redondeados: **CONGLOMERADOS**					**MIGMATITAS** **GNEISES**	**CORNEANAS** **MÁRMOLES** **GRANULITAS** **CUARCITAS**	Grano grueso		
	2									Granos angulosos: **BRECHAS**		**CALCIRUDI-TAS**						2	
		Grano medio	**TOBA**			**DOLERITAS**			Arenitas	Los granos son principalmente fragmentos de minerales		**CALCARE-NITAS**		Rocas calcáreas	**ESQUISTOS** **ANFIBOLITAS**		Grano medio		
										ARENISCA									
	0,063	Grano fino	**TOBA** de grano fino	**RIOLITA**	**ANDESITA**	**BASALTOS**			Arcillitas y lutitas (arcillosas)	**LODOLITA** **LUTITA:** lutitas fisuradas	**LIMOLITA** 50% partículas de grano fino	**MARGAS**	**CALCILIMO-LITAS**	CALIZAS, DOLOMÍAS	**FILITAS** **PIZARRAS**		Grano fino	0,063	
	0,002	Grano muy fino	**TOBA** de grano muy fino								**ARCILLITAS** 50% partículas de grano muy fino		**CRETAS** **CALCILUTI-TAS** (Lutitas calcáreas)	Rocas silíceas **SÍLEX, PEDERNAL**	**MILONITAS**		Grano muy fin	0,002	
														Rocas carbonosas **LIGNITO, CARBÓN**					
Vidrio Amorfo				**VIDRIOS VOLCÁNICOS**													Vidrio Amorfo		

* Las rocas piroclásticas se clasifican habitualmente como rocas sedimentarias.

BIBLIOGRAFÍA

[1] DEERE, D.U. (1963): Technical description of rock cores for engineering purposes. Rock. Mech. Eng. Geol., 1, pp. 18-22.

[2] DEERE, D.U. (1968): Geological considerations. In Stagg, K.G. & Zienkiewicz, O.C. (Eds.): Rock mechanics in engineering practice, John Wiley Sons.

[3] EN 12670 – *Piedra natural. Terminología.*

[4] HOEK, E. and BROWN, E.T. (1980): Underground excavations in rock. The Instiution of Mining and Metallurgy, London.

[5] FOLK, R.L. (1959): Practical petrographic classification of limestones. AAPG (Amer. Assoc. of Petrol. Geologists) Bull., KV 43, pp. 1-38.

[6] IAEG (1981): Rock and Soil Description and Classification for Engineering Geological Mapping. Bulletin of the International Association of Engineering Geology, No. 24, pp. 235-274.

[7] ISRM (1977a): Suggested Method for Petrographic Description of Rocks. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr. Vol.15, pp.41-45.

[8] ISRM (1977b): Suggested Methods for the Quantitative Description of Discontinuities in Rock Masses. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr. Vol. 15, pp. 319-368.

[9] ISRM (1978): Suggested Methods for Determining the Uniaxial Compressive Strength and Deformability of Rock Materials. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr. Vol. 16, pp. 135 140.

[10] ISRM (1980): Basic Geotechnical Description of Rock Masses. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr. Vol. 18, pp. 85-110.

[11] ISRM (1984): Suggested Method for Determining Point Load Strength. — Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr. Vol. 22, No. 2, pp. 51-60.

[12] ISRM (1996): Commission on Rock grouting, Final Report. J. Rock Mech. Min. Sci, Vol 33, Nr. 8, Pergamon Press.

[13] ISRM (1999): Suggested Method for complex stress-strain curve for intact rock on uniaxial compression. Int. J. Rock, Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr. Vol. 36, pp. 279-289.

[14] ISSMFE (1994) Testing Method of Indurated Soils and Soft Rocks. Suggestions and Recommendations, ISSMFE Technical committee on Indurated Soils and Soft Rocks, pp. 65-69, 1994.

[15] KANY, M. (1997) Geocol — Colour charts, Beuth Verlag, Berlin.

[16] KRAEFT, U. (1997): Classification of Rock and Minerals. Europ. Geologist, pp. 53-54.

[17] LE MAITRE (Ed.), BATEMANN, P., DUDEK, J. et al.: A Classification of Igneous Rock and Glossary of Terms: Recommandations of the Union of Geological Sciences Subcommission on Systematics of Igneous Rock (1989): Blackwell Sci. Publ., Oxford.

[18] ISO 14688 1 – *Ingeniería geotécnica. Identificación y clasificación de suelo. Parte 1. Identificación y descripción.*

[19] ISO 14688 2 – *Ingeniería geotécnica. Identificación y clasificación de suelos. Parte 2: Principios de clasificación.*

[20] ISO 22475 (todas las partes) – *Investigación y ensayos geotécnicos. Muestreo por métodos de sondeo y excavación y medidas de agua subterránea.*

ANEXO NACIONAL (Informativo)

Para describir la meteorización del macizo rocoso en España se viene usando tradicionalmente la escala de meteorización de la Sociedad Internacional de Mecánica de Rocas (ISRM), que establece seis grados de meteorización, numerados del I al VI con números romanos.

La descripción de esta escala coincide con la de la tabla 13 de esta norma, pero en dicha tabla los grados se numeran de 0 a 5 en números arábigos, por lo que un mismo número cardinal romano y arábigo hacen referencia a grados de meteorización diferentes.

Se llama la atención a este respecto y a los posibles problemas de confusión a que pueda dar lugar, máxime teniendo en cuenta que diferentes prescripciones y reglamentaciones nacionales están referidas a la escala de meteorización ISRM con grados del I al VI.

En la tabla siguiente se reproduce la escala de meteorización de la norma con la equivalencia entre las dos numeraciones.

Término	**Descripción**	**Grados EN ISO 14689-1**	**Grados ISRM**
Sana	Ningún signo visible de material rocoso meteorizado; quizá ligera decoloración en las discontinuidades de mayor superficie	0	I
Ligeramente meteorizada	Las decoloraciones indican la meteorización del material rocoso y de las superficies de las discontinuidades	1	II
Moderadamente meteorizada	Menos de la mitad del material de la roca está descompuesto o desintegrado. Quedan restos de roca fresca o decolorada o también se aprecia una estructura discontinua o un núcleo de piedras	2	III
Altamente meteorizada	Más de la mitad del material de la roca está descompuesto o desintegrado. Quedan restos de roca fresca o decolorada o también se aprecia una estructura discontinua o un núcleo de piedras	3	IV
Completamente meteorizada	Todo el material de roca está descompuesto o desintegrado en suelo. La estructura original de la masa aún está bastante intacta	4	V
Suelo residual	Todo el material de la roca se ha convertido en suelo. La estructura de la masa y la fábrica del material se han destruido Se ha producido un gran cambio de volumen, pero el material del suelo aún no se ha transportado de forma significativa	5	VI

norma española

UNE-EN ISO 17892-1

Septiembre 2015

TÍTULO

Investigación y ensayos geotécnicos

Ensayos de laboratorio de suelos

Parte 1: Determinación de la humedad

(ISO 17892-1:2014)

Geotechnical investigation and testing. Laboratory testing of soil. Part 1: Determination of water content. (ISO 17892-1:2014)

Reconnaissance et essais géotechniques. Essais de laboratoire sur les sols. Partie 1: Détermination de la teneur en eau. (ISO 17892-1:2014)

CORRESPONDENCIA

Esta norma es la versión oficial, en español, de la Norma Europea EN ISO 17892-1:2014, que a su vez adopta la Norma Internacional ISO 17892-1:2014.

OBSERVACIONES

Esta norma anula y sustituye a la Norma UNE 103300:1993.

ANTECEDENTES

Esta norma ha sido elaborada por el comité técnico AEN/CTN 103 *Geotecnia* cuya Secretaría desempeña AENOR.

Editada e impresa por AENOR
Depósito legal: M 29672:2015

© AENOR 2015
Reproducción prohibida

LAS OBSERVACIONES A ESTE DOCUMENTO HAN DE DIRIGIRSE A:

AENOR Asociación Española de Normalización y Certificación

Génova, 6
28004 MADRID-España

info@aenor.es
www.aenor.es

Tel.: 902 102 201
Fax: 913 104 032

16 Páginas

Este documento forma parte de la biblioteca de UNIVERSIDAD POLITECNICA VALENCIA-HEMEROTECA

Este documento forma parte de la biblioteca de UNIVERSIDAD POLITECNICA VALENCIA-HEMEROTECA

AENOR

NORMA EUROPEA
EUROPEAN STANDARD
NORME EUROPÉENNE
EUROPÄISCHE NORM

EN ISO 17892-1

Diciembre 2014

ICS 13.080.20; 93.020

Sustituye a CEN ISO/TS 17892-1:2004

Versión en español

Investigación y ensayos geotécnicos
Ensayos de laboratorio de suelos
Parte 1: Determinación de la humedad
(ISO 17892-1:2014)

Geotechnical investigation and testing. Laboratory testing of soil. Part 1: Determination of water content. (ISO 17892-1:2014)

Reconnaissance et essais géotechniques. Essais de laboratoire sur les sols. Partie 1: Détermination de la teneur en eau. (ISO 17892-1:2014)

Geotechnische Erkundung und Untersuchung. Laborversuche an Bodenproben. Teil 1: Bestimmung des Wassergehalts. (ISO 17892-1:2014)

Esta norma europea ha sido aprobada por CEN el 2014-10-18.

Los miembros de CEN están sometidos al Reglamento Interior de CEN/CENELEC que define las condiciones dentro de las cuales debe adoptarse, sin modificación, la norma europea como norma nacional. Las correspondientes listas actualizadas y las referencias bibliográficas relativas a estas normas nacionales pueden obtenerse en el Centro de Gestión de CEN, o a través de sus miembros.

Esta norma europea existe en tres versiones oficiales (alemán, francés e inglés). Una versión en otra lengua realizada bajo la responsabilidad de un miembro de CEN en su idioma nacional, y notificada al Centro de Gestión, tiene el mismo rango que aquéllas.

Los miembros de CEN son los organismos nacionales de normalización de los países siguientes: Alemania, Antigua República Yugoslava de Macedonia, Austria, Bélgica, Bulgaria, Chipre, Croacia, Dinamarca, Eslovaquia, Eslovenia, España, Estonia, Finlandia, Francia, Grecia, Hungría, Irlanda, Islandia, Italia, Letonia, Lituania, Luxemburgo, Malta, Noruega, Países Bajos, Polonia, Portugal, Reino Unido, República Checa, Rumanía, Suecia, Suiza y Turquía.

CEN
COMITÉ EUROPEO DE NORMALIZACIÓN
European Committee for Standardization
Comité Européen de Normalisation
Europäisches Komitee für Normung
CENTRO DE GESTIÓN: Avenue Marnix, 17-1000 Bruxelles

© 2014 CEN. Derechos de reproducción reservados a los Miembros de CEN.

Este documento forma parte de la biblioteca de UNIVERSIDAD POLITECNICA VALENCIA-HEMEROTECA

Prólogo

El texto de la Norma EN ISO 17892-1:2014 ha sido elaborado por el Comité Técnico ISO/TC 182 *Geotecnia* en colaboración con el Comité Técnico CEN/TC 341 *Investigación y ensayos geotécnicos*, cuya Secretaría desempeña BSI.

Esta norma europea debe recibir el rango de norma nacional mediante la publicación de un texto idéntico a ella o mediante ratificación antes de finales de junio de 2015, y todas las normas nacionales técnicamente divergentes deben anularse antes de finales de junio de 2015.

Se llama la atención sobre la posibilidad de que algunos de los elementos de este documento estén sujetos a derechos de patente. CEN y/o CENELEC no es(son) responsable(s) de la identificación de dichos derechos de patente.

Esta norma anula y sustituye a la Especificación Técnica CEN ISO/TS 17892-1:2004.

De acuerdo con el Reglamento Interior de CEN/CENELEC, están obligados a adoptar esta norma europea los organismos de normalización de los siguientes países: Alemania, Antigua República Yugoslava de Macedonia, Austria, Bélgica, Bulgaria, Chipre, Croacia, Dinamarca, Eslovaquia, Eslovenia, España, Estonia, Finlandia, Francia, Grecia, Hungría, Irlanda, Islandia, Italia, Letonia, Lituania, Luxemburgo, Malta, Noruega, Países Bajos, Polonia, Portugal, Reino Unido, República Checa, Rumanía, Suecia, Suiza y Turquía.

Declaración

El texto de la Norma ISO 17892-1:2014 ha sido aprobado por CEN como Norma EN ISO 17892-1:2014 sin ninguna modificación.

Este documento forma parte de la biblioteca de UNIVERSIDAD POLITECNICA VALENCIA-HEMEROTECA

Índice

Prólogo **6**

0 Introducción **7**

1 Objeto y campo de aplicación **7**

2 Normas para consulta **7**

3 Términos y definiciones **7**

4 Aparatos y material necesario **7**

5 Procedimiento de ensayo **8**
5.1 Preparación de la muestra de ensayo **8**
5.2 Ejecución del ensayo **9**

6 Resultados del ensayo **10**

7 Informe del ensayo **11**

Anexo A (Normativo) Calibración, mantenimiento y comprobaciones **12**

Anexo B (Informativo) Explicaciones **14**

Anexo C (Informativo) Humedad, incluyendo sólidos disueltos en el agua **15**

Bibliografía **16**

Este documento forma parte de la biblioteca de UNIVERSIDAD POLITECNICA VALENCIA-HEMEROTECA

Prólogo

ISO (Organización Internacional de Normalización) es una federación mundial de organismos nacionales de normalización (organismos miembros de ISO). El trabajo de preparación de las normas internacionales normalmente se realiza a través de los comités técnicos de ISO. Cada organismo miembro interesado en una materia para la cual se haya establecido un comité técnico, tiene el derecho de estar representado en dicho comité. Las organizaciones internacionales, públicas y privadas, en coordinación con ISO, también participan en el trabajo. ISO colabora estrechamente con la Comisión Electrotécnica Internacional (IEC) en todas las materias de normalización electrotécnica.

En la parte 1 de las Directivas ISO/IEC se describen los procedimientos utilizados para desarrollar esta norma y para su mantenimiento posterior. En particular debería tomarse nota de los diferentes criterios de aprobación necesarios para los distintos tipos de documentos ISO. Esta norma se redactó de acuerdo a las reglas editoriales de la parte 2 de las Directivas ISO/IEC. www.iso.org/directives.

Se llama la atención sobre la posibilidad de que algunos de los elementos de este documento puedan estar sujetos a derechos de patente. ISO no asume la responsabilidad por la identificación de cualquiera o todos los derechos de patente. Los detalles sobre cualquier derecho de patente identificado durante el desarrollo de esta norma se indican en la introducción y/o en la lista ISO de declaraciones de patente recibidas. www.iso.org/patents.

Cualquier nombre comercial utilizado en esta norma es información a la atención de los usuarios y no constituyen una recomendación.

Para obtener una explicación sobre el significado de los términos específicos de ISO y expresiones relacionadas con la evaluación de la conformidad, así como información de la adhesión de ISO a los principios de la OMC (Organización Mundial del Comercio) respecto a los obstáculos técnicos al comercio (TBT), véase la siguiente dirección:

http://www.iso.org/iso/home/standards_development/resources-for-technical-work/foreword.htm.

La Norma ISO 17892-1 ha sido preparada por el Comité Europeo de Normalización (CEN) Comité Técnico CEN/TC 341, *Investigación y ensayos geotécnicos*, en colaboración con el Comité Técnico ISO/TC 182, *Geotecnia*, conforme al acuerdo de cooperación técnica entre ISO y CEN (Acuerdo de Viena).

Esta primera edición de la Norma ISO 17892-1 anula y sustituye a la Especificación Técnica ISO/TS 17892-1:2004, que ha sido revisada técnicamente. También incorpora el Corrigendum Técnico ISO/TS 17892-1:2004/Cor 1:2006.

La Norma ISO 17892 consiste en las siguientes partes, bajo el título general *Investigación y ensayos geotécnicos. Ensayos de laboratorio de suelos:*

- *Parte 1: Determinación de la humedad.*
- *Parte 2: Determinación de la densidad aparente.*
- *Parte 3: Determinación de la densidad de las partículas.*
- *Parte 4: Determinación de la granulometría.*
- *Parte 5: Ensayo con edómetro de carga incremental.*
- *Parte 6: Ensayo por caída de cono.*
- *Parte 7: Ensayo a compresión no confinada en suelos de grano fino.*
- *Parte 8: Ensayo triaxial no drenado no confinado.*
- *Parte 9: Ensayos de compresión triaxial consolidados en suelos saturados de agua.*
- *Parte 10: Ensayos de corte directo.*
- *Parte 11: Determinación de la permeabilidad mediante caída constante del nivel piezométrico.*
- *Parte 12: Determinación de los límites de Atterberg.*

Este documento forma parte de la biblioteca de UNIVERSIDAD POLITECNICA VALENCIA-HEMEROTECA

0 Introducción

Esta norma cubre áreas del campo internacional de la ingeniería geotécnica nunca antes normalizadas internacionalmente. Se pretende que esta norma presente las buenas prácticas en todo el mundo, no previéndose diferencias significativas con los documentos nacionales. Está basada en la práctica internacional (véase la referencia [1]).

1 Objeto y campo de aplicación

Esta norma internacional especifica un método para determinar la humedad de los suelos.

Esta norma internacional es aplicable a la determinación, en laboratorio, de la humedad de una muestra de suelo mediante secado en estufa, dentro del campo de las investigaciones geotécnicas. La humedad se necesita como una guía para la clasificación de los suelos naturales y como un criterio de control en suelos recompactados, y se mide en muestras utilizadas para la mayoría de ensayos de campo y laboratorio. El método de secado en estufa es el procedimiento utilizado en la práctica habitual de laboratorio.

El procedimiento práctico para obtener la humedad de un suelo es la determinación de la pérdida de masa de la muestra ensayada por secado, hasta masa constante, en una estufa controlada, a una temperatura determinada. La pérdida de masa se considera que es debida al agua libre y se mide respecto de la masa seca restante de las partículas sólidas.

NOTA Esta norma cumple con los requisitos de determinación de la humedad de suelos para investigaciones y ensayos geotécnicos, de acuerdo con las Normas EN 1997-1 y EN 1997-2.

2 Normas para consulta

Los documentos indicados a continuación, en su totalidad o en parte, son normas para consulta indispensables para la aplicación de este documento. Para las referencias con fecha, sólo se aplica la edición citada. Para las referencias sin fecha se aplica la última edición (incluyendo cualquier modificación de ésta).

ISO 386, *Termómetros de vidrio de dilatación de líquido. Principios de diseño, construcción y uso.*

ISO 14688-1, *Ingeniería geotécnica. Identificación y clasificación de suelos. Parte 1: Identificación y descripción*.

3 Términos y definiciones

Para los fines de este documento, se aplican los términos y definiciones siguientes:

3.1 humedad, w :
Cociente entre la masa de agua libre y la masa de suelo seco.

3.2 humedad, incluyendo sólidos disueltos en el agua, w_{fl}:
Cociente entre la masa de agua libre, incluyendo los sólidos disueltos, y la masa de suelo seco.

4 Aparatos y material necesario

Véase el anexo A para los requisitos de calibración de los siguientes aparatos.

4.1 Estufa de desecación, con circulación forzada de aire y capaz de mantener una temperatura uniforme en toda la cámara de secado.

La circulación de aire no debe ser lo suficientemente fuerte para que dé lugar al transporte de partículas.

Este documento forma parte de la biblioteca de UNIVERSIDAD POLITECNICA VALENCIA-HEMEROTECA

4.2 **Termómetro** o **dispositivo termopar**, con precisión de 1 ºC, para comprobar la temperatura dentro de la estufa.

4.3 **Balanza**, con una precisión de 0,01 g o el 0,1% de la masa pesada, el mayor de los dos valores.

4.4 Recipientes para la muestra de ensayo

4.4.1 Los recipientes para la muestra de ensayo deben fabricarse con un material que no cambie de masa con la repetición de los ciclos de secado. Se considera que el vidrio, la porcelana y los metales resistentes a la corrosión son adecuados. Se necesita un recipiente para cada determinación de la humedad.

4.4.2 Los recipientes deben tener una capacidad suficiente para contener la totalidad de la masa de la muestra a secar sin que esta se derrame, pero no debería ser tan grande como para que la masa del recipiente vacío sea significativamente superior respecto a la masa de la muestra. Para muestras grandes, el recipiente también debe cumplir el requisito de área de gran superficie, exigido en el apartado 5.2.1.

Para los suelos con tendencia a absorber cantidades significativas de vapor de agua del aire, o si la humedad del aire es superior al 60%, se deberían usar recipientes con tapa ajustada para ensayar muestras con una masa inferior a unos 200 g.

NOTA La finalidad de los recipientes con tapa ajustada es evitar la pérdida de humedad de la muestra antes de la determinación de la masa inicial y evitar la absorción de humedad de la atmósfera antes de la determinación de la masa final.

4.5 **Desecador**, si se usa, debe tener tamaño suficiente y contener material desecante autoindicador, tal como el gel de sílice.

No es necesario, si se usan recipientes con tapa ajustada.

NOTA La finalidad del desecador es evitar la absorción de humedad del aire.

5 Procedimiento de ensayo

5.1 Preparación de la muestra de ensayo

5.1.1 Si las muestras se guardan almacenadas antes de ensayarse, deben mantenerse en recipientes no corrosibles y herméticos al aire, a una temperatura aproximada de entre 3 ºC y 30 ºC, en un área protegida de la luz solar directa, de fuentes locales de calor y de corrientes de aire.

5.1.2 La determinación de la humedad debería llevarse a cabo tan pronto como sea posible.

5.1.3 La manera en la que se selecciona la muestra de ensayo y la masa necesaria depende del objetivo (aplicación) del ensayo, el tipo de suelo a ensayar y el tipo de muestra (por ejemplo, muestra de ensayo procedente de otro ensayo, bolsa, tubo, o testigo de sondeo, etc.). Se debe tomar una muestra representativa del conjunto del suelo, tras mezclarse meticulosamente, o se deben seleccionar porciones diferentes de cada tipo de suelo. Debe incluirse una descripción de la muestra de ensayo. Los detalles de la selección de las muestras de ensayo deben incluirse en los resultados del ensayo.

5.1.4 Para muestras de gran tamaño, la muestra de ensayo debe seleccionarse del suelo tras haber sido mezclado minuciosamente. La masa mínima de suelo húmedo recomendada para la determinación de la humedad se recoge en la tabla 1. Si se ensaya una masa inferior de suelo debería especificarse en el informe del ensayo.

Este documento forma parte de la biblioteca de UNIVERSIDAD POLITECNICA VALENCIA-HEMEROTECA

Tabla 1 – Masa mínima de la muestra de ensayo

Tamaño de grano $D_{máx.}$ [a]	**Masa mínima recomendada de muestra de ensayo de suelo húmedo** [b]
mm	g
0,063	30
2,0	100
10,0	500
31,5	3 000
63,0	21 000

[a] Tamaño máximo de partículas de suelo, excluida cualquier partícula individual más gruesa presente.

[b] El uso de una cantidad de muestra de ensayo inferior a la masa mínima indicada requiere cierta precaución, aunque puede ser adecuado para el objetivo del ensayo. Debe anotarse en el informe de resultados toda muestra de ensayo que tenga una masa menor que la indicada. En muchos casos, cuando se trabaja con muestras pequeñas que contengan cantidades relativamente elevadas de partículas gruesas, es apropiado no incluir estas partículas en la muestra de ensayo. Si esto ocurre, debería anotarse en el informe de resultados.

5.1.5 Para muestras pequeñas, debe seleccionarse una porción representativa de acuerdo al siguiente procedimiento:

5.1.5.1 Para suelos gruesos, el suelo debe mezclarse minuciosamente y después debe seleccionarse una muestra de ensayo de suelo húmedo que tenga una masa acorde a las recogidas en la tabla 1.

5.1.5.2 Para suelos finos, se debe cortar por la mitad una muestra representativa (para comprobar si el suelo está estratificado o formado por capas) antes de seleccionar la muestra de ensayo. Si el suelo está estratificado, véase el apartado 5.1.3. La masa mínima de suelo húmedo seleccionado no debería ser inferior a 30 g, o debería ser acorde con la tabla 1 si se aprecian partículas gruesas.

5.2 Ejecución del ensayo

5.2.1 Se coloca la muestra húmeda en un recipiente limpio, seco y de masa conocida (m_c, incluyendo la masa de la tapa, si va a utilizarse) y se determina su masa total. Este valor debe registrarse (m_1). Si se utilizan recipientes sin tapa, la determinación de la masa debe realizarse inmediatamente después de la colocación de la muestra de ensayo en el recipiente. Para ayudar al secado en estufa de las muestras de ensayo de mayor tamaño deberían utilizarse recipientes con mayor superficie (como las bandejas) y disgregar el suelo en tamaños menores.

5.2.2 Debe quitarse la tapa (si se usa), debe colocarse el recipiente con la muestra de ensayo húmeda en una estufa de desecación con temperatura mantenida entre 105 ºC y 110 ºC y debe secarse hasta que la masa sea constante o durante el tiempo mínimo especificado en el apartado 5.2.3. Se considera que la masa es constante cuando el cambio de masa es inferior al 0,1% de la masa de suelo seco cuando se ha secado durante un periodo adicional de, al menos, 1 h.

Para los suelos que contienen yeso u otros minerales que tengan una cantidad significativa de agua de hidratación, o suelos con contenidos significativos de materia orgánica, el cambio de masa durante el secado puede no deberse solo a la pérdida de agua libre. En esas circunstancias, el secado debería realizarse a temperaturas inferiores, por ejemplo 50 ºC, asegurando que la determinación de la masa seca se realiza empleando el método de pesada constante.

5.2.3 El tiempo que se necesita para llegar a masa constante variará dependiendo del tipo de suelo, del tamaño de la muestra de ensayo, del tamaño y capacidad de la estufa y de otros factores. La influencia de estos factores generalmente puede establecerse a través del sentido común y con las experiencias de otros suelos ensayados y de los aparatos utilizados.

Este documento forma parte de la biblioteca de UNIVERSIDAD POLITECNICA VALENCIA-HEMEROTECA

En la mayoría de los casos, para obtener el secado de suelos finos, es suficiente un periodo de 16 h, a temperaturas entre 105 ºC y 110 ºC. Los suelos gruesos pueden secarse habitualmente hasta masa constante en un periodo de 4 h a dicha temperatura, cuando se utilizan estufas con circulación forzada de aire.

Sin embargo, si existe alguna duda de si se ha alcanzado el secado del suelo, la muestra debería secarse hasta masa constante de acuerdo a lo recogido en el apartado 5.2.2.

5.2.4 Dado que algunos suelos secos pueden absorber humedad de las muestras de ensayo húmedas, las muestras secas deberían sacarse de la estufa antes de colocar más muestras húmedas. No obstante, este requisito no es aplicable si las muestras secadas previamente van a permanecer en la estufa, al menos, durante los tiempos mínimos especificados en el apartado 5.2.3.

5.2.5 Tras el secado de la muestra, el recipiente se debe sacar de la estufa.

5.2.6 Se colocan la muestra de ensayo y el recipiente en un desecador para enfriar y mantener seca la muestra, para un pesado posterior, o si el recipiente no tiene tapa, se dejan enfriar la muestra y el recipiente hasta temperatura ambiente y se pesa, pasada 1 h tras su extracción de la estufa.

NOTA Las balanzas son susceptibles de pequeños errores cuando pesan elementos calientes debido a las corrientes de convección que se forman, debidas al calentamiento local del aire alrededor de la balanza.

5.2.7 La masa del recipiente, la tapa y la muestra seca debe determinarse y anotarse (m_2).

6 Resultados del ensayo

La humedad del suelo debe calcularse de acuerdo a la fórmula (1):

$$w = \frac{m_1 - m_2}{m_2 - m_c} \times 100 = \frac{m_w}{m_d} \times 100 \quad (1)$$

donde

w es la humedad (%);

m_1 es la masa del recipiente (y la tapa si se usa) y la muestra de ensayo húmeda (g);

m_2 es la masa del recipiente (y la tapa si se usa) y la muestra de ensayo seca (g);

m_c es la masa del recipiente (y la tapa si se usa) (g);

m_w es la masa de agua (g);

m_d es la masa de la muestra de ensayo seca (g).

Puede existir una contribución significativa al peso seco de la muestra debida a los sólidos disueltos en el agua de los poros, por ejemplo, de sal en suelos marinos. En estas circunstancias, puede ser también adecuado calcular la humedad, incluyendo el peso de sólidos disueltos en el agua, w_{fl} (véase el anexo C).

Este documento forma parte de la biblioteca de UNIVERSIDAD POLITECNICA VALENCIA-HEMEROTECA

7 Informe del ensayo

El informe del ensayo debe afirmar que el ensayo se ha llevado a cabo de acuerdo con esta norma y debe incluir la siguiente información:

a) identificación de la muestra ensayada, por ejemplo con el número de sondeo, el número de muestra y la profundidad y cualquier otro dato relevante, como por ejemplo, la profundidad de la porción ensayada dentro de una muestra, y el método de selección de la muestra, si procede;

b) una descripción visual de la muestra ensayada, incluyendo cualquier característica observada tras el ensayo, de acuerdo a los principios recogidos en la norma ISO 14688-1;

c) la humedad de la muestra ensayada, con un decimal, si es inferior al 100% y con el porcentaje entero más cercano si es superior al 100%;

d) cualquier desviación de este procedimiento, incluida la temperatura de secado si no está comprendida entre 105 ºC y 110 ºC.

Este documento forma parte de la biblioteca de UNIVERSIDAD POLITECNICA VALENCIA-HEMEROTECA

Anexo A (Normativo)

Calibración, mantenimiento y comprobaciones

A.1 Requisitos generales

Todos los aparatos de medición utilizados en esta norma deben calibrarse periódicamente, su funcionamiento debe comprobarse regularmente en los rangos necesarios y deben utilizarse en ambientes controlados si así se especifica. Este anexo define los requisitos para este método.

Si la calibración de los aparatos de medida se lleva a cabo por un tercero, éste debe ser un laboratorio de calibración acreditado. La certificación debe mostrar la trazabilidad de la calibración hasta patrones de medida reconocidos nacional o internacionalmente.

Cuando la calibración de los aparatos de medición se lleva a cabo en el propio laboratorio, éste debe disponer de patrones de referencia adecuados o de instrumentos que sean utilizados únicamente para las funciones de calibración. Estos deberían calibrarse por un laboratorio acreditado de calibración con los requisitos de certificación indicados anteriormente. Cuando no se usen estos aparatos de medición de calibración, deberían guardarse en una zona con adecuadas condiciones ambientales, separados de los patrones de trabajo o instrumentos. Los patrones e instrumentos de calibración deben ser, al menos, tan precisos como los instrumentos de trabajo para que así se alcance la precisión deseada en la medición del ensayo.

Los procedimientos de calibración realizados en el propio laboratorio deben documentarse, sólo se deben llevar a cabo por personal especializado y dichas calibraciones y las comprobaciones de funcionamiento deben recogerse en un documento.

A pesar de los requisitos de calibración o intervalos de comprobación recogidos en este anexo, siempre que cualquier parte de un aparato de ensayo o de un aparato de calibración se haya manipulado incorrectamente, reparado, desmontado o ajustado, dicho aparato debe volverse a calibrar, antes de que se vuelva a utilizar.

Todos los aparatos calibrados deben usarse exclusivamente en el rango para el que han sido calibrados.

A.2 Condiciones medioambientales

No hay condiciones medioambientales específicas aplicables a la ejecución de este método de ensayo.

A.3 Aparatos

A.3.1 Estufas

La temperatura establecida alrededor del centro de la parte utilizable de la estufa, cuando está vacía, debe comprobarse con aparatos calibrados de medición de temperatura, al menos, una vez al año.

Se debe comprobar la distribución de la temperatura en la estufa vacía antes del primer uso y después de una reparación importante o de la sustitución de los elementos de producción de calor y/o del termostato. Si se detecta que cualquier medida individual de la temperatura queda fuera del rango establecido, se deben tomar medidas correctoras.

A.3.2 Termómetros

Los termómetros patrón que cumplen con la Norma ISO 386 deben calibrarse o reemplazarse en plazos que no excedan los cinco años. El resto de los termómetros de vidrio de dilatación de líquido deben calibrarse antes del primer uso y deben recalibrarse o reemplazarse en plazos que no excedan los cinco años.

Este documento forma parte de la biblioteca de UNIVERSIDAD POLITECNICA VALENCIA-HEMEROTECA

Debe llevarse a cabo, con los termómetros de trabajo, una comprobación de temperatura, con el punto de hielo o con cualquier otro punto singular de temperatura, seis meses después de su primer uso y después de forma anual, además del requisito de calibración a los cinco años.

Si se usan termopares para verificar la temperatura de la estufa, se deben calibrar con termopares/patrón, termómetros/patrón de resistencia de platino o termómetros patrón de vidrio de dilatación de líquido, antes de su primer uso y después, al menos, una vez al año.

A.3.3 Balanzas

Las balanzas deben calibrarse en su rango de trabajo, usando patrones certificados de peso, al menos una vez al año en el emplazamiento donde se usan. Los patrones de peso deben ser los apropiados a la categoría de la balanza que va a calibrarse y deben tener una tolerancia (error máximo permitido) menor que la resolución de la balanza a calibrar. Los patrones de peso deben calibrarse antes de su primer uso y después, al menos, cada dos años.

Las balanzas se deben comprobar todos los días que se usen para confirmar el punto cero y la masa de un elemento de prueba de masa conocida. El elemento de prueba no debe corroerse o cambiar de masa con el tiempo y debería tener una masa entre el 50% y el 80% del rango de trabajo de la balanza. Los resultados de estas comprobaciones deben registrarse. Si no es posible poner a cero la balanza o la masa del elemento de prueba se encuentra fuera del rango de la tolerancia especificada en el apartado 4.3, la balanza debe retirarse del servicio hasta que se arregle.

Este documento forma parte de la biblioteca de UNIVERSIDAD POLITECNICA VALENCIA-HEMEROTECA

Anexo B (Informativo)

Explicaciones

En algunas situaciones, por ejemplo en los controles de obra (in-situ) en obras de tierra, puede ser necesario un método rápido de determinación de la humedad, existiendo varios métodos rápidos, por ejemplo el método de baño de arena, el método de secado en horno microondas y el método de presión de gas usando carburo de calcio. No se debería considerar que esos métodos son adecuados para todo tipo de suelos y cuando se usen en un suelo particular deberían llevarse a cabo ensayos con el método de secado en estufa como comprobación. Esta advertencia es aplicable especialmente a suelos que contienen arcillas o materia orgánica.

Este documento forma parte de la biblioteca de UNIVERSIDAD POLITECNICA VALENCIA-HEMEROTECA

Anexo C (Informativo)

Humedad, incluyendo sólidos disueltos en el agua

Para los suelos con contenidos significativos de sales disueltas en el agua de sus poros, por ejemplo los suelos marinos, la "humedad, incluyendo los sólidos disueltos en el agua", puede ser una medición más apropiada, es decir, la masa del fluido de los poros (agua más sales) por unidad de masa seca del suelo. Este parámetro se puede calcular a partir de la humedad, w (en %), con alguno de los dos siguientes métodos:

a) Si se conoce la proporción de masa de sal en el fluido (salinidad, ρ, en mg de sal por g de fluido), la humedad incluyendo los sólidos disueltos en el agua, w_{fl} (en %), se calcula, en términos de masa, con la fórmula C.1:

$$w_{fl} = \frac{1\,000\ w}{1\,000 - \rho\left(1 + w/100\right)} \tag{C.1}$$

b) Si se conoce el contenido en sal en términos de volumen (salinidad, q, en g de sal por litro de fluido), se debe conocer también la densidad del fluido, ρ_{fl} (en Mg/m^3). La humedad incluyendo los sólidos disueltos en el agua, w_{fl} (en %), se calcula, en términos de volumen, con la fórmula C.2:

$$w_{fl} = \frac{1\,000\ w}{1\,000 - (q/\rho_{fl})\cdot\left(1 + w/100\right)} \tag{C.2}$$

NOTA El agua de los océanos contiene alrededor de 35 mg de sal por g de agua de mar y tiene una densidad de alrededor de 1,024 Mg/m^3. No obstante, el agua de los poros de un suelo puede variar significativamente de estos datos. La palabra "sal" es un término genérico que incluye todo tipo de especies químicas disueltas en el agua de los poros del suelo que puede o no incluir cloruro sódico.

Si se informa del dato de la humedad, incluyendo los sólidos disueltos en agua, debe indicarse como complemento a la humedad y debe indicarse con un decimal si es inferior al 100% y con el porcentaje entero más cercano si es superior al 100%. El valor de salinidad usado en los cálculos debe también aportarse, indicando si dicho valor se ha medido o se ha supuesto.

Este documento forma parte de la biblioteca de UNIVERSIDAD POLITECNICA VALENCIA-HEMEROTECA

Bibliografía

[1] DIN. ISSMGE (Eds.) (1998), *Recommendations of the ISSMGE for geotechnical laboratory testing;* (in English, German and French); published by Beuth Verlag, Berlin.

[2] EN 1997-1, *Eurocode 7. Geotechnical design. Part 1: General Rules.*

[3] EN 1997-2, *Eurocode 7. Geotechnical design. Part 2: Ground investigation and testing*.

Este documento forma parte de la biblioteca de UNIVERSIDAD POLITECNICA VALENCIA-HEMEROTECA

Este documento forma parte de la biblioteca de UNIVERSIDAD POLITECNICA VALENCIA-HEMEROTECA

AENOR Asociación Española de Normalización y Certificación

Génova, 6
28004 MADRID-España

info@aenor.es
www.aenor.es

Tel.: 902 102 201
Fax: 913 104 032

Este documento forma parte de la biblioteca de UNIVERSIDAD POLITECNICA VALENCIA-HEMEROTECA

norma española

UNE-EN 1936

Marzo 2007

TÍTULO

Métodos de ensayo para piedra natural

Determinación de la densidad real y aparente y de la porosidad abierta y total

Natural stone test methods. Determination of real density and apparent density, and of total and open porosity.

Méthodes d'essai des pierres naturelles. Détermination des masses volumiques réelle et apparente et des porosités ouvertes et totale.

CORRESPONDENCIA

Esta norma es la versión oficial, en español, de la Norma Europea EN 1936:2006.

OBSERVACIONES

Esta norma anula y sustituye a las Normas UNE 7311:1973 y UNE-EN 1936:1999.

ANTECEDENTES

Esta norma ha sido elaborada por el comité técnico AEN/CTN 22 *Minería y Explosivos* cuya Secretaría desempeña AITEMIN.

Editada e impresa por AENOR
Depósito legal: M 13862:2007

© AENOR 2007
Reproducción prohibida

LAS OBSERVACIONES A ESTE DOCUMENTO HAN DE DIRIGIRSE A:

AENOR Asociación Española de Normalización y Certificación

C Génova, 6
28004 MADRID-España

Teléfono 91 432 60 00
Fax 91 310 40 32

13 Páginas

Grupo 11

AENOR AUTORIZA EL USO DE ESTE DOCUMENTO A UNIVERSIDAD POLITECNICA VALENCIA-

AENOR AUTORIZA EL USO DE ESTE DOCUMENTO A UNIVERSIDAD POLITECNICA VALENCIA-

NORMA EUROPEA
EUROPEAN STANDARD
NORME EUROPÉENNE
EUROPÄISCHE NORM

EN 1936

Diciembre 2006

ICS 73.020; 91.100.15

Sustituye a EN 1936:1999

Versión en español

Métodos de ensayo para piedra natural
Determinación de la densidad real y aparente y de la porosidad abierta y total

Natural stone test methods. Determination of real density and apparent density, and of total and open porosity.

Méthodes d'essai des pierres naturelles. Détermination des masses volumiques réelle et apparente et des porosités ouvertes et totale.

Prüfverfahren für Naturstein. Bestimmung der Reindichte, der Rohdichte, der offenen Porosität und der Gesamtporosität.

Esta norma europea ha sido aprobada por CEN el 2006-10-25.

Los miembros de CEN están sometidos al Reglamento Interior de CEN/CENELEC que define las condiciones dentro de las cuales debe adoptarse, sin modificación, la norma europea como norma nacional. Las correspondientes listas actualizadas y las referencias bibliográficas relativas a estas normas nacionales pueden obtenerse en el Centro de Gestión de CEN, o a través de sus miembros.

Esta norma europea existe en tres versiones oficiales (alemán, francés e inglés). Una versión en otra lengua realizada bajo la responsabilidad de un miembro de CEN en su idioma nacional, y notificada al Centro de Gestión, tiene el mismo rango que aquéllas.

Los miembros de CEN son los organismos nacionales de normalización de los países siguientes: Alemania, Austria, Bélgica, Chipre, Dinamarca, Eslovaquia, Eslovenia, España, Estonia, Finlandia, Francia, Grecia, Hungría, Irlanda, Islandia, Italia, Letonia, Lituania, Luxemburgo, Malta, Noruega, Países Bajos, Polonia, Portugal, Reino Unido, República Checa, Rumania, Suecia y Suiza.

CEN
COMITÉ EUROPEO DE NORMALIZACIÓN
European Committee for Standardization
Comité Européen de Normalisation
Europäisches Komitee für Normung
CENTRO DE GESTIÓN: Rue de Stassart, 36 B-1050 Bruxelles

© 2006 Derechos de reproducción reservados a los Miembros de CEN.

AENOR AUTORIZA EL USO DE ESTE DOCUMENTO A UNIVERSIDAD POLITECNICA VALENCIA-

ÍNDICE

		Página
PRÓLOGO		**5**
1	**OBJETO Y CAMPO DE APLICACIÓN**	**6**
2	**NORMAS PARA CONSULTA**	**6**
3	**PRINCIPIO**	**6**
4	**TÉRMINOS Y DEFINICIONES**	**6**
5	**SÍMBOLOS**	**6**
6	**EQUIPOS**	**7**
7	**PREPARACIÓN DE LAS MUESTRAS**	**7**
7.1	**Muestreo**	**7**
7.2	**Probetas**	**8**
7.3	**Secado de las probetas**	**8**
8	**PROCEDIMIENTO**	**8**
8.1	**Porosidad abierta y densidad aparente**	**8**
8.2	**Densidad real**	**8**
8.2.1	**Generalidades**	**8**
8.2.2	**Método A (picnómetro)**	**9**
8.2.3	**Método B (volumenómetro Le Chatelier)**	**9**
9	**EXPRESIÓN DE LOS RESULTADOS**	**9**
9.1	**Generalidades**	**9**
9.2	**Densidad aparente**	**10**
9.3	**Porosidad abierta**	**10**
9.4	**Densidad real**	**10**
9.5	**Porosidad total**	**10**
10	**INFORME DEL ENSAYO**	**11**
BIBLIOGRAFÍA		**12**

AENOR AUTORIZA EL USO DE ESTE DOCUMENTO A UNIVERSIDAD POLITECNICA VALENCIA-

PRÓLOGO

Esta Norma Europea EN 1936:2006 ha sido elaborada por el Comité Técnico CEN/TC 246 *Piedra natural*, cuya Secretaría desempeña UNI.

Esta norma europea debe recibir el rango de norma nacional mediante la publicación de un texto idéntico a ella o mediante ratificación antes de finales de junio de 2007, y todas las normas nacionales técnicamente divergentes deben anularse antes de finales de junio de 2007.

Esta norma anula y sustituye a la Norma EN 1936:1999.

De acuerdo con el Reglamento Interior de CEN/CENELEC, están obligados a adoptar esta norma europea los organismos de normalización de los siguientes países: Alemania, Austria, Bélgica, Chipre, Dinamarca, Eslovaquia, Eslovenia, España, Estonia, Finlandia, Francia, Grecia, Hungría, Irlanda, Islandia, Italia, Letonia, Lituania, Luxemburgo, Malta, Noruega, Países Bajos, Polonia, Portugal, Reino Unido, República Checa, Rumania, Suecia y Suiza.

AENOR AUTORIZA EL USO DE ESTE DOCUMENTO A UNIVERSIDAD POLITECNICA VALENCIA-

1 OBJETO Y CAMPO DE APLICACIÓN

Esta norma europea especifica métodos de determinación de la densidad real, de la densidad aparente y de la porosidad abierta y total de la piedra natural.

2 NORMAS PARA CONSULTA

Las normas que a continuación se indican son indispensables para la aplicación de esta norma. Para las referencias con fecha, sólo se aplica la edición citada. Para las referencias sin fecha se aplica la última edición de la norma (incluyendo cualquier modificación de ésta).

EN 12670:2001 *Piedra natural. Terminología.*

ISO 3507 *Equipos de vidrio para laboratorio. Picnómetros.*

3 PRINCIPIO

Después de secar hasta masa constante, se determina la densidad aparente y la porosidad abierta por el método de absorción de agua al vacío y pesada en balanza hidrostática de las probetas. La densidad real y la porosidad total requieren que la probeta sea pulverizada.

4 TÉRMINOS Y DEFINICIONES

Para los propósitos de esta norma, se aplican las siguientes definiciones y las definiciones indicadas en la Norma EN 12670:2001:

4.1 densidad aparente (ρ_b):
Relación entre la masa de la probeta seca y su volumen aparente.

4.2 volumen aparente:
Volumen limitado por la superficie externa de la probeta, incluyendo cualquier hueco.

4.3 volumen de la parte sólida:
Diferencia entre el volumen aparente de la probeta y el volumen de huecos (poros abiertos y cerrados).

4.4 densidad real (ρ_r):
Relación entre la masa de la probeta seca y el volumen de su parte sólida.

4.5 porosidad abierta:
Relación (en porcentaje) entre el volumen de los poros abiertos y el volumen aparente de la probeta.

4.6 porosidad total:
Relación (en porcentaje) entre el volumen de poros (abiertos y cerrados) y el volumen aparente de la probeta.

5 SÍMBOLOS

m_d es la masa de la probeta seca, en gramos;

m_h es la masa de la probeta sumergida en agua, en gramos;

m_s es la masa de la probeta saturada, en gramos;

m_e es la masa de la probeta triturada y secada (para los ensayos que utilizan el picnómetro o el volumenómetro), en gramos;

AENOR AUTORIZA EL USO DE ESTE DOCUMENTO A UNIVERSIDAD POLITECNICA VALENCIA-

m_1 es la masa del picnómetro lleno con agua y con la probeta triturada, en gramos;

m_2 es la masa del picnómetro lleno con agua, en gramos;

V_b es el volumen aparente de la probeta, en mililitros;

V_o es el volumen de los poros abiertos de la probeta, en mililitros;

V_s es el volumen de líquido desplazado por la masa m_e (ensayo del volumenómetro);

ρ_b es la densidad aparente de la probeta, en kilogramos por metro cúbico (kg/m^3);

ρ_r es la densidad real de la probeta, en kilogramos por metro cúbico (kg/m^3);

ρ_{rh} es la densidad del agua, en kilogramos por metro cúbico (kg/m^3);

p_o es la porosidad abierta de la probeta, en porcentaje;

p es la porosidad total de la probeta, en porcentaje.

6 EQUIPOS

6.1 Un horno ventilado que pueda mantener una temperatura de (70 ± 5) ºC.

6.2 Un recipiente de vacío que pueda mantener una presión de (2,0 ± 0,7) kPa = (15 ± 5) mm Hg y que permita una inmersión gradual de las probetas contenidas.

6.3 Una balanza con una precisión mínima de 0,01% de la masa a pesar, que sea capaz también de pesar la probeta en el agua.

6.4 Un dispositivo de medida de longitud con una precisión de al menos 0,01%.

6.5 Un picnómetro tipo 3 según la Norma ISO 3507, con una capacidad nominal de 50 ml.

6.6 Un volumenómetro tipo Le Chatelier, consistente en un matraz de fondo plano con un tubo graduado de 0 ml a 24 ml con divisiones de 0,1 ml.

6.7 Un tamiz de 0,063 mm de malla.

6.8 Un desecador con agente desecante.

7 PREPARACIÓN DE LAS MUESTRAS

7.1 Muestreo

El muestreo no es responsabilidad del laboratorio de ensayo salvo casos especiales. Se seleccionarán, como mínimo, seis probetas representativas del conjunto de la piedra a ensayar.

AENOR AUTORIZA EL USO DE ESTE DOCUMENTO A UNIVERSIDAD POLITECNICA VALENCIA-

7.2 Probetas

Las probetas deben tener forma de cilindro, cubo o prisma, y deben obtenerse por corte con sierra o disco de diamante. Su volumen aparente, calculado por medios geométricos, debe ser como mínimo de 60 ml.

Además, la relación entre el área de la superficie y el volumen debe estar comprendido entre 0,08 mm^{-1} y 0,20 mm^{-1}.

NOTA Se pueden utilizar las probetas preparadas para la determinación de la resistencia a la compresión o a la flexión, si satisfacen el requisito de la relación superficie/volumen.

7.3 Secado de las probetas

Las probetas tienen que secarse a un temperatura de (70 ± 5) ºC hasta masa constante. Se considera que se ha alcanzado la masa constante cuando la diferencia entre dos pesadas efectuadas en un intervalo de (24 ± 2) h no es superior al 0,1% de la masa de la probeta.

Las probetas deben ser conservadas en un desecador hasta que alcancen la temperatura ambiente del local en el que se efectua el ensayo.

8 PROCEDIMIENTO

8.1 Porosidad abierta y densidad aparente

Se pesa cada probeta (m_d), a continuación, las probetas se colocan en un recipiente de vacío y se disminuye gradualmente la presión hasta (2,0 ± 0,7) kPa = (15 ± 5) mm Hg.

Se mantiene esta presión durante (2 ± 0,2) h para eliminar el aire contenido en los poros abiertos de las probetas.

Introducir lentamente agua desmineralizada a (20 ± 5) ºC en el recipiente de vacío (la velocidad a la que el agua sube debe ser tal que las probetas queden completamente sumergidas, como mínimo, en 15 min).

Se mantiene la presión de (2,0 ± 0,7) kPa durante la introducción del agua.

Cuando todas las probetas estén sumergidas, se restablece la presión atmosférica en el recipiente de presión y se dejan las probetas bajo el agua otras (24 ± 2) h a presión atmosférica.

A continuación y para cada probeta:

- se pesa la probeta bajo el agua y se anota la masa en el agua: m_h;
- se seca rápidamente la probeta con un trapo húmedo y se determina la masa m_s de la probeta saturada con agua.

En el caso de piedra natural con cavidades visibles (por ejemplo, el travertino), el volumen aparente se determina midiendo las dimensiones de las probetas, aproximando al milímetro.

8.2 Densidad real

8.2.1 Generalidades

Para piedras densas y de baja porosidad, las diferencias entre la densidad real y aparente, así como entre la porosidad abierta y la total, son muy pequeñas. Para estas piedras, es suficiente con determinar la densidad aparente y la porosidad abierta. En el caso del control de suministros, la decisión de omitir la determinación de la densidad real debe ser acordada entre las partes.

AENOR AUTORIZA EL USO DE ESTE DOCUMENTO A UNIVERSIDAD POLITECNICA VALENCIA-

En esta norma se describen dos métodos para la determinación de la densidad real: el picnómetro (Método A) y el volumenómetro Le Chatelier (Método B).

El primer método es más preciso, pero requiere mucho tiempo. Se sugiere utilizarlo como método de referencia en caso de controversia. El método del volumenómetro Le Chatelier es menos preciso, pero más fácil y rápido de ejecutar y puede utilizarse para el control de la producción.

8.2.2 Método A (picnómetro)

Para cada probeta, después de haber determinado la densidad aparente y la porosidad abierta de cada probeta, se muele cada una de ellas por separado hasta que las partículas pasen a través de un tamiz de 0,063 mm de malla.

Se seca la probeta triturada hasta masa constante y se separa aparte una masa m_e de 10 g aproximadamente, pesados con una precisión de ± 0,01 g.

Se introduce agua desionizada en el picnómetro y se llena hasta que quede aproximadamente medio lleno. Se añade, a continuación, la masa m_e pesada de la probeta triturada en el picnómetro y se agita el líquido para dispersar la materia sólida.

NOTA Se puede emplear etanol u otros líquidos en lugar de agua desionizada. En este caso se debe emplear la densidad de este líquido en lugar de la densidad del agua en la ecuación (5a).

Se somete el picnómetro a un vacío de (2 ± 0,7) kPa hasta que no suban más burbujas de aire, a continuación, se llena con agua desionizada casi hasta el borde y se deja que la materia sólida se asiente, hasta que el agua por encima del residuo sea clara.

A continuación, se llena con precaución el picnómetro con agua desionizada hasta el enrase, se cierra con su tapón y se limpia suavemente cualquier rebose. Finalmente, se pesa el picnómetro con una precisión de ± 0,01 g (m_1).

Se vacía y limpia el picnómetro, se llena únicamente con agua desionizada y se pesa con una precisión de ± 0,01 g (m_2).

Antes de cada pesada, se debe comprobar que la temperatura ambiente es de (20 ± 5) ºC.

8.2.3 Método B (volumenómetro Le Chatelier)

Después de haber determinado la densidad aparente y la porosidad abierta de cada probeta, se muele cada una de ellas por separado hasta que las partículas pasen a través de un tamiz de 0,063 mm de malla.

Se seca la probeta triturada hasta masa constante y se separa aparte una masa m_e de 50 g aproximadamente, pesados con una precisión de ± 0,1 g.

Se introduce agua desionizada en el volumenómetro Le Chatelier hasta que el nivel de agua esté en la graduación de 0 ml. Se añade, a continuación, la masa m_e pesada de la probeta triturada en el volumenómetro, en cinco fracciones de 10 g aproximadamente, asegurándose de que la totalidad de cada una de las fracciones cae dentro del líquido. Después de introducir cada fracción, se agita el líquido para dispersar la probeta triturada. Se leen la graduaciones para determinar V_s en mililitros, aproximando a 0,1 ml del líquido desplazado por la masa m_e de la probeta triturada.

Antes de anotar las lecturas del volumen inicial en el nivel 0 y el volumen final, asegurarse de que la temperatura ambiente es de (20 ± 5) ºC.

9 EXPRESIÓN DE LOS RESULTADOS

9.1 Generalidades

El volumen de los poros abiertos (en mililitros) se calcula con la siguiente ecuación:

AENOR AUTORIZA EL USO DE ESTE DOCUMENTO A UNIVERSIDAD POLITECNICA VALENCIA-

$$V_0 = \frac{m_s - m_d}{\rho_{rh}} \times 1\,000 \quad (1)$$

El volumen aparente (en mililitros) se calcula con la siguiente ecuación:

$$V_b = \frac{m_s - m_h}{\rho_{rh}} \times 1\,000 \quad (2)$$

Éste se puede calcular, alternativamente, basándose en las dimensiones de la probeta.

NOTA El valor de la densidad del agua ρ_{th} a 20 ºC es 998 kg/m^3.

9.2 Densidad aparente

La densidad aparente (en kilogramos por metro cúbico) se calcula por medio de la relación entre la masa de la probeta seca y su volumen aparente, con la ecuación:

$$\rho_b = \frac{m_d}{m_s - m_h} \times \rho_{rh} \quad (3)$$

9.3 Porosidad abierta

La porosidad abierta se calcula por medio de la relación (en porcentaje) entre el volumen de los poros abiertos y el volumen aparente de la probeta, con la ecuación:

$$\rho_o = \frac{m_s - m_d}{m_s - m_h} \times 100 \quad (4)$$

9.4 Densidad real

La densidad real (en kilogramos por metro cúbico) se calcula por medio de la relación entre la masa de la probeta seca y triturada m_e y el volumen de líquido desplazado por la masa m_e, con la ecuación:

Método A (picnómetro)

$$\rho_r = \frac{m_e}{m_2 + m_e - m_1} \times \rho_{rh} \quad (5a)$$

Método B (volumenómetro Le Chatelier)

$$\rho_r = \frac{m_e}{V_s} \times \rho_{rh} \quad (5b)$$

9.5 Porosidad total

La porosidad total se calcula por medio de la relación (en porcentaje) entre el volumen de los poros (abiertos y cerrados) y el volumen aparente de la probeta, con la ecuación:

$$p = \frac{\frac{1}{\rho_b} - \frac{1}{\rho_r}}{\frac{1}{\rho_b}} \times 100 = \left(1 - \frac{\rho_b}{\rho_r}\right) \times 100 \quad (6)$$

AENOR AUTORIZA EL USO DE ESTE DOCUMENTO A UNIVERSIDAD POLITECNICA VALENCIA-

10 INFORME DEL ENSAYO

El informe del ensayo debe contener la siguiente información:

a) número único de identificación del informe;

b) el número, título y fecha de publicación de esta norma europea;

c) el nombre y dirección del laboratorio de ensayo y la dirección donde se ha realizado el ensayo si ésta es diferente;

d) el nombre y dirección del cliente;

e) es responsabilidad del cliente suministrar la siguiente información;

- el nombre petrográfico de la piedra;
- el nombre comercial de la piedra;
- el país y el lugar de extracción;
- el nombre del suministrador;
- la dirección de cualquier plano de anisotropía existente (si es pertinente con respecto al ensayo), que debe marcarse claramente sobre la muestra o sobre cada probeta por medio de dos líneas paralelas;
- el nombre de la persona u organización que realizó el muestreo;
- el acabado superficial de las probetas (si es pertinente con respecto al ensayo);

f) la fecha de entrega de la muestra o de las probetas;

g) la fecha en que fueron preparadas las probetas (si es relevante) y la fecha de realización de los ensayos;

h) el número de probetas de la muestra;

i) las dimensiones de las probetas;

j) para cada probeta: la densidad real (si se determinó) y la densidad aparente, aproximando a 10 kg/m^3, la porosidad abierta y la porosidad total (si se determinó), aproximando al 0,1%;

k) la media aritmética de los valores individuales, de la densidad real (si se determinó) y de la densidad aparente, aproximando a 10 kg/m^3, de la porosidad abierta y la porosidad total (si se determinó), aproximando al 0,1%;

l) el método utilizado para la determinación de la densidad real (si es relevante);

m) todas las desviaciones respecto de la norma y su justificación;

n) observaciones.

El informe de ensayo debe incluir la(s) firma(s) y cargo(s) de el(los) responsable(s) de los ensayos y la fecha de emisión del informe. Debe incluir también una declaración que indique que el informe no puede ser parcialmente reproducido sin el consentimiento escrito del laboratorio de ensayo.

AENOR AUTORIZA EL USO DE ESTE DOCUMENTO A UNIVERSIDAD POLITECNICA VALENCIA-

BIBLIOGRAFÍA

[1] EN 1925 *Métodos de ensayo para piedra natural. Determinación del coeficiente de absorción de agua por capilaridad.*

[2] EN 1926 *Métodos de ensayo para la piedra natural. Determinación de la resistencia a la compresión uniaxial.*

[3] EN 12370 *Métodos de ensayo para piedra natural. Determinación de la resistencia a la cristalización de las sales.*

[4] EN 12371 *Métodos de ensayo para piedra natural. Determinación de la resistencia a la heladicidad.*

[5] EN 12372 *Métodos de ensayo para piedra natural. Determinación de la resistencia a la flexión bajo carga concentrada.*

[6] EN 12407 *Métodos de ensayo para piedra natural. Estudio petrográfico.*

[7] EN 12440 *Piedra natural. Denominación de la piedra natural.*

[8] EN 13161 *Métodos de ensayo para piedra natural. Determinación de la resistencia a la flexión a momento constante.*

[9] EN 13364 *Métodos de ensayo para piedra natural. Determinación de la carga de rotura para anclajes.*

[10] EN 13373 *Métodos de ensayo para piedra natural. Determinación de las características geométricas de las unidades.*

[11] EN 13755 *Métodos de ensayo para piedra natural. Determinación de la absorción de agua a presión atmosférica.*

[12] EN 13919 *Métodos de ensayo de piedra natural. Determinación de la resistencia al envejecimiento por la acción de SO_2 en presencia de humedad.*

[13] EN 14066 *Métodos de ensayo para piedra natural. Determinación de la resistencia al envejecimiento por choque térmico.*

[14] EN 14146 *Métodos de ensayo para piedra natural. Determinación del módulo de elasticidad dinámico (con la medida de la frecuencia de resonancia fundamental).*

[15] EN 14147 *Métodos de ensayo para la piedra natural. Determinación de la resistencia al envejecimiento por niebla salina.*

[16] EN 14157 *Métodos de ensayo para piedra natural. Determinación de la resistencia a la abrasión.*

[17] EN 14158 *Métodos de ensayo para la piedra natural. Determinación de la energía de rotura.*

[18] EN 14205 *Métodos de ensayo para piedra natural. Determinación de la dureza Knoop.*

[19] EN 14231 *Métodos de ensayo para piedra natural. Determinación de la resistencia al deslizamiento mediante el péndulo de fricción.*

[20] EN 14579 *Métodos de ensayo para piedra natural: Determinación de la velocidad de propagación del sonido.*

[21] EN 14580 *Métodos de ensayo para piedra natural. Determinación del módulo de elasticidad estático.*

[22] EN 14581 *Método de ensayo para piedra natural. Determinación del coeficiente lineal de dilatación térmica.*

AENOR AUTORIZA EL USO DE ESTE DOCUMENTO A UNIVERSIDAD POLITECNICA VALENCIA-

ANEXO NACIONAL (Informativo)

Las normas europeas o internacionales que se relacionan a continuación, citadas en esta norma, han sido incorporadas al cuerpo normativo UNE con los códigos siguientes:

Norma Europea/Norma Internacional	Norma UNE
EN 12670:2001	UNE-EN 12670:2003
ISO 3507	UNE 400309

AENOR AUTORIZA EL USO DE ESTE DOCUMENTO A UNIVERSIDAD POLITECNICA VALENCIA-

AENOR Asociación Española de Normalización y Certificación

Dirección C Génova, 6
28004 MADRID-España

Teléfono 91 432 60 00

Fax 91 310 40 32

AENOR AUTORIZA EL USO DE ESTE DOCUMENTO A UNIVERSIDAD POLITECNICA VALENCIA-

5. RESULTADOS OBTENIDOS

5.1 FICHAS DE RESULTADOS DE PROPIEDADES ELEMENTALES DE LAS ROCAS

PROPIEDADES ELEMENTALES DE LAS ROCAS.

Determinación de la Densidad y Porosidad de una roca

PROCEDIMIENTO DE LABORATORIO

DATOS DE LA MUESTRA

DESCRIPCIÓN:	Roca caliza, de color gris claro porcedente del Talud 1, tiene una brecha rellena de calcita.	**TIPO DE MUESTRA:**	Alterada
PROCEDENCIA:	Muestra tomada en campo, talud 1		
FECHA DE TOMA:	01-03-19	**CÓDIGO DE MUESTRA:**	1.01

DETERMINACIÓN DE LA HUMEDAD NATURAL, MEDIANTE SECADO EN ESTUFA

TEMPERATURA DE SECADO:	**100 º C**	DURACIÓN DE LA FASE DE SECADO:	FECHA ENTRADA (HORA):	**31/05/2019 - 18:00**
CÓDIGO BALANZA:			FECHA SALIDA (HORA):	**04/06/2019 - 16:00**

Pesadas en gramos (g) *Precición 0,1 g*	Fórmula	MUESTRA 1	MUESTRA 2	MUESTRA 3	VALOR MEDIO
MASA MUESTRA	Mh	140.7	-	-	
MASA MUESTRA SECA	Ms	140.4	-	-	
MASA DE AGUA	A=Mh - Ms	0.3	-	-	
HUMEDAD NATURAL (W %)	Wo=(A / Ms) · 100	**0.2**	-	-	**0.2**

DETERMINACIÓN DEL VOLUMEN DE LA MUESTRA, MEDIANTE BALANZA HIDROSTÁTICA

TEMPERATURA DEL AGUA:	**20 º C**		FASE DE INMERSIÓN (> 24 h):	FECHA ENTRADA (HORA):	**17/05/2019 - 18:00**
FASE DE VACÍO+AGUA (2 horas):		Sí	X	No	FECHA SALIDA (HORA):	**31/05/2019 - 16:00**

Pesadas en gramos (g) *Precición 0,1 g* *Volumen en cm³*	Fórmula	MUESTRA 1	MUESTRA 2	MUESTRA 3	VALOR MEDIO
MASA MUESTRA S.SAT.SECA	Msss	140.7	-	-	
MASA MUESTRA SUMERGIDA	M'sss	88.5	-	-	
VOL. HUECOS ACCESIBLES	Vhac = Msss - Ms	0.3	-	-	
VOLUMEN MUESTRA	VT=Msss -M'sss	**52.2**	**-**	**-**	**52.2**

PESO ESP. DE LAS PARTÍCULAS	$Gs= Ms / V_S$	2.69			
VOL. PARTÍCULAS SÓLIDAS	Vs= Ms / Gs	52.2	-	-	-

CÁLCULOS: OBTENCIÓN DE LAS PROPIEDADES ELEMENTALES

Pesadas en gramos (g) *Precición 0,1 g* *Volumen en cm³*	Fórmula	MUESTRA 1	MUESTRA 2	MUESTRA 3	VALOR MEDIO
PESO ESPECIFICO APARENTE	$\gamma=Mh/V_T$	**2.70**	**-**	**-**	**2.70**
PESO ESPECIFICO SECO	$\gamma_d=Ms/V_T$	**2.69**	**-**	**-**	**2.69**
ABSORCIÓN (%)	Abs=[(Msss-Ms)/Ms]*100	**0.2**	**-**	**-**	**0.2**
POROSIDAD EFICAZ (%)	$ne=(Vhac/V_T)*100$	**0.6**	**-**	**-**	**0.6**
POROSIDAD TOTAL (%)	$n=((V_T - V_S) / V_T) \cdot 100$	**0.0**	**-**	**-**	**0.0**

OBSERVACIONES: _____

Laborante

Fdo: Sara Canet Sánchez

Técnico Responsable del Ensayo (GTL)

Fdo: Carlos Hidalgo Signes

PROPIEDADES ELEMENTALES DE LAS ROCAS.

Determinación de la Densidad y Porosidad de una roca

PROCEDIMIENTO DE LABORATORIO

DATOS DE LA MUESTRA

DESCRIPCIÓN:	Roca caliza, de color ocre muy angulosa claro porcedente del Talud 1	**TIPO DE MUESTRA:**	Alterada
PROCEDENCIA:	Muestra tomada en campo, talud 1		
FECHA DE TOMA:	01-03-19	**CÓDIGO DE MUESTRA:**	1.02

DETERMINACIÓN DE LA HUMEDAD NATURAL, MEDIANTE SECADO EN ESTUFA

TEMPERATURA DE SECADO:	**100 º C**	DURACIÓN DE LA FASE DE SECADO:	FECHA ENTRADA (HORA):	**31/05/2019 - 18:00**	
CÓDIGO BALANZA:			FECHA SALIDA (HORA):	**04/06/2019 - 16:00**	

Pesadas en gramos (g) *Precición 0,1 g*	Fórmula	MUESTRA 1	MUESTRA 2	MUESTRA 3	VALOR MEDIO
MASA MUESTRA	Mh	182.9	-	-	
MASA MUESTRA SECA	Ms	181.6	-	-	
MASA DE AGUA	A=Mh - Ms	1.3	-	-	
HUMEDAD NATURAL (W %)	Wo=(A / Ms) · 100	**0.7**	-	-	**0.7**

DETERMINACIÓN DEL VOLUMEN DE LA MUESTRA, MEDIANTE BALANZA HIDROSTÁTICA

TEMPERATURA DEL AGUA:	**20 º C**				FASE DE INMERSIÓN (> 24 h):	FECHA ENTRADA (HORA):	**17/05/2019 - 18:00**
FASE DE VACÍO+AGUA (2 horas):		Sí	X	No		FECHA SALIDA (HORA):	**31/05/2019 - 16:00**

Pesadas en gramos (g) *Precición 0,1 g* *Volumen en cm³*	Fórmula	MUESTRA 1	MUESTRA 2	MUESTRA 3	VALOR MEDIO
MASA MUESTRA S.SAT.SECA	Msss	182.9	-	-	
MASA MUESTRA SUMERGIDA	M'sss	114.8	-	-	
VOL. HUECOS ACCESIBLES	Vhac = Msss - Ms	1.3	-	-	
VOLUMEN MUESTRA	VT=Msss -M'sss	**68.1**	**-**	**-**	**68.1**

PESO ESP. DE LAS PARTÍCULAS	$Gs= Ms / V_S$	2.69			
VOL. PARTÍCULAS SÓLIDAS	Vs= Ms / Gs	67.5	-	-	-

CÁLCULOS: OBTENCIÓN DE LAS PROPIEDADES ELEMENTALES

Pesadas en gramos (g) *Precición 0,1 g* *Volumen en cm³*	Fórmula	MUESTRA 1	MUESTRA 2	MUESTRA 3	VALOR MEDIO
PESO ESPECIFICO APARENTE	$\gamma=Mh/V_T$	**2.69**	**-**	**-**	**2.69**
PESO ESPECIFICO SECO	$\gamma_d=Ms/V_T$	**2.67**	**-**	**-**	**2.67**
ABSORCIÓN (%)	Abs=[(Msss-Ms)/Ms]*100	**0.7**	**-**	**-**	**0.7**
POROSIDAD EFICAZ (%)	$ne=(Vhac/V_T)*100$	**1.9**	**-**	**-**	**1.9**
POROSIDAD TOTAL (%)	$n=((V_T - V_S) / V_T) \cdot 100$	**0.9**	**-**	**-**	**0.9**

OBSERVACIONES: _____

_____

_____

Laborante

Fdo: Sara Canet Sánchez

Técnico Responsable del Ensayo (GTL)

Fdo: Carlos Hidalgo Signes

PROPIEDADES ELEMENTALES DE LAS ROCAS.

Determinación de la Densidad y Porosidad de una roca

PROCEDIMIENTO DE LABORATORIO

DATOS DE LA MUESTRA

DESCRIPCIÓN:	Roca caliza, de color gris claro muy angulosa porcedente del Talud 1	**TIPO DE MUESTRA:**	Alterada
PROCEDENCIA:	Muestra tomada en campo, talud 1		
FECHA DE TOMA:	01-03-19	**CÓDIGO DE MUESTRA:**	**1.03**

DETERMINACIÓN DE LA HUMEDAD NATURAL, MEDIANTE SECADO EN ESTUFA

TEMPERATURA DE SECADO:	**100 º C**	DURACIÓN DE LA FASE DE SECADO:	FECHA ENTRADA (HORA):	**31/05/2019 - 18:00**	
CÓDIGO BALANZA:			FECHA SALIDA (HORA):	**04/06/2019 - 16:00**	

Pesadas en gramos (g) Precición 0,1 g	Fórmula	MUESTRA 1	MUESTRA 2	MUESTRA 3	VALOR MEDIO
MASA MUESTRA	Mh	899.2	-	-	
MASA MUESTRA SECA	Ms	886.1	-	-	
MASA DE AGUA	A=Mh - Ms	13.1	-	-	
HUMEDAD NATURAL (W %)	Wo=(A / Ms) · 100	**1.5**	-	-	**1.5**

DETERMINACIÓN DEL VOLUMEN DE LA MUESTRA, MEDIANTE BALANZA HIDROSTÁTICA

TEMPERATURA DEL AGUA:	**20 º C**				FECHA ENTRADA (HORA):	**17/05/2019 - 18:00**	
				FASE DE INMERSIÓN (> 24 h):			
FASE DE VACÍO+AGUA (2 horas):		Sí	X	No	FECHA SALIDA (HORA):	**31/05/2019 - 16:00**	

Pesadas en gramos (g) Precición 0,1 g Volumen en cm^3	Fórmula	MUESTRA 1	MUESTRA 2	MUESTRA 3	VALOR MEDIO
MASA MUESTRA S.SAT.SECA	Msss	899.2	-	-	
MASA MUESTRA SUMERGIDA	M'sss	557.1	-	-	
VOL. HUECOS ACCESIBLES	Vhac = Msss - Ms	13.1	-	-	
VOLUMEN MUESTRA	VT=Msss -M'sss	**342.1**	**-**	**-**	**342.1**

PESO ESP. DE LAS PARTÍCULAS	$Gs= Ms / V_S$	2.69			
VOL. PARTÍCULAS SÓLIDAS	Vs= Ms / Gs	329.4	-	-	-

CÁLCULOS: OBTENCIÓN DE LAS PROPIEDADES ELEMENTALES

Pesadas en gramos (g) Precición 0,1 g Volumen en cm^3	Fórmula	MUESTRA 1	MUESTRA 2	MUESTRA 3	VALOR MEDIO
PESO ESPECIFICO APARENTE	$\gamma=Mh/V_T$	**2.63**	**-**	**-**	**2.63**
PESO ESPECIFICO SECO	$\gamma_d=Ms/V_T$	**2.59**	**-**	**-**	**2.59**
ABSORCIÓN (%)	Abs=[(Msss-Ms)/Ms]*100	**1.5**	**-**	**-**	**1.5**
POROSIDAD EFICAZ (%)	$ne=(Vhac/V_T)*100$	**3.8**	**-**	**-**	**3.8**
POROSIDAD TOTAL (%)	$n=((V_T - V_S) / V_T) \cdot 100$	**3.7**	**-**	**-**	**3.7**

OBSERVACIONES: _____

_____

_____

Laborante

Fdo: Sara Canet Sánchez

Técnico Responsable del Ensayo (GTL)

Fdo: Carlos Hidalgo Signes

PROPIEDADES ELEMENTALES DE LAS ROCAS.

Determinación de la Densidad y Porosidad de una roca

PROCEDIMIENTO DE LABORATORIO

DATOS DE LA MUESTRA

DESCRIPCIÓN:	Roca caliza, de gris claro porcedente del Talud 1	**TIPO DE MUESTRA:**	Alterada
PROCEDENCIA:	Muestra tomada en campo, talud 1		
FECHA DE TOMA:	01-03-19	**CÓDIGO DE MUESTRA:**	1.04

DETERMINACIÓN DE LA HUMEDAD NATURAL, MEDIANTE SECADO EN ESTUFA

TEMPERATURA DE SECADO:	**100 º C**	DURACIÓN DE LA FASE DE SECADO:	FECHA ENTRADA (HORA):	**31/05/2019 - 18:00**	
CÓDIGO BALANZA:			FECHA SALIDA (HORA):	**04/06/2019 - 16:00**	

Pesadas en gramos (g) Precición 0,1 g	Fórmula	MUESTRA 1	MUESTRA 2	MUESTRA 3	VALOR MEDIO
MASA MUESTRA	Mh	444.1	-	-	
MASA MUESTRA SECA	Ms	439.9	-	-	
MASA DE AGUA	A=Mh - Ms	4.2	-	-	
HUMEDAD NATURAL (W %)	Wo=(A / Ms) · 100	**1.0**	-	-	**1.0**

DETERMINACIÓN DEL VOLUMEN DE LA MUESTRA, MEDIANTE BALANZA HIDROSTÁTICA

TEMPERATURA DEL AGUA:	**20 º C**		FASE DE INMERSIÓN (> 24 h):	FECHA ENTRADA (HORA):	**17/05/2019 - 18:00**	
FASE DE VACÍO+AGUA (2 horas):		Sí	X	No	FECHA SALIDA (HORA):	**31/05/2019 - 16:00**

Pesadas en gramos (g) Precición 0,1 g Volumen en cm^3	Fórmula	MUESTRA 1	MUESTRA 2	MUESTRA 3	VALOR MEDIO
MASA MUESTRA S.SAT.SECA	Msss	444.1	-	-	
MASA MUESTRA SUMERGIDA	M'sss	277.1	-	-	
VOL. HUECOS ACCESIBLES	Vhac = Msss - Ms	4.2	-	-	
VOLUMEN MUESTRA	VT=Msss -M'sss	**167.0**	-	-	**167.0**

PESO ESP. DE LAS PARTÍCULAS	$Gs= Ms / V_S$	2.69			
VOL. PARTÍCULAS SÓLIDAS	Vs= Ms / Gs	163.5	-	-	-

CÁLCULOS: OBTENCIÓN DE LAS PROPIEDADES ELEMENTALES

Pesadas en gramos (g) Precición 0,1 g Volumen en cm^3	Fórmula	MUESTRA 1	MUESTRA 2	MUESTRA 3	VALOR MEDIO
PESO ESPECIFICO APARENTE	$\gamma=Mh/V_T$	**2.66**	-	-	**2.66**
PESO ESPECIFICO SECO	$\gamma_d=Ms/V_T$	**2.63**	-	-	**2.63**
ABSORCIÓN (%)	Abs=[(Msss-Ms)/Ms]*100	**1.0**	-	-	**1.0**
POROSIDAD EFICAZ (%)	$ne=(Vhac/V_T)*100$	**2.5**	-	-	**2.5**
POROSIDAD TOTAL (%)	$n=((V_T - V_S) / V_T) \cdot 100$	**2.1**	-	-	**2.1**

OBSERVACIONES: _____

Laborante

Fdo: Sara Canet Sánchez

Técnico Responsable del Ensayo (GTL)

Fdo: Carlos Hidalgo Signes

PROPIEDADES ELEMENTALES DE LAS ROCAS.

Determinación de la Densidad y Porosidad de una roca

PROCEDIMIENTO DE LABORATORIO

DATOS DE LA MUESTRA

DESCRIPCIÓN:	Roca caliza, de color ocre, angulosa y con algún quiebro porcedente del Talud 1	**TIPO DE MUESTRA:**	Alterada
PROCEDENCIA:	Muestra tomada en campo, talud 1		
FECHA DE TOMA:	01-03-19	**CÓDIGO DE MUESTRA:**	**1.05**

DETERMINACIÓN DE LA HUMEDAD NATURAL, MEDIANTE SECADO EN ESTUFA

TEMPERATURA DE SECADO:	**100 º C**	DURACIÓN DE LA FASE DE SECADO:	FECHA ENTRADA (HORA):	**31/05/2019 - 18:00**	
CÓDIGO BALANZA:			FECHA SALIDA (HORA):	**04/06/2019 - 16:00**	

Pesadas en gramos (g) Precición 0,1 g	Fórmula	MUESTRA 1	MUESTRA 2	MUESTRA 3	VALOR MEDIO
MASA MUESTRA	Mh	467.1	-	-	
MASA MUESTRA SECA	Ms	463.5	-	-	
MASA DE AGUA	A=Mh - Ms	3.6	-	-	
HUMEDAD NATURAL (W %)	Wo=(A / Ms) · 100	**0.8**	-	-	**0.8**

DETERMINACIÓN DEL VOLUMEN DE LA MUESTRA, MEDIANTE BALANZA HIDROSTÁTICA

TEMPERATURA DEL AGUA:	**20 º C**			FASE DE INMERSIÓN (> 24 h):	FECHA ENTRADA (HORA):	**17/05/2019 - 18:00**	
FASE DE VACÍO+AGUA (2 horas):		Sí	X	No	FECHA SALIDA (HORA):	**31/05/2019 - 16:00**	

Pesadas en gramos (g) Precición 0,1 g Volumen en cm ^{3}	Fórmula	MUESTRA 1	MUESTRA 2	MUESTRA 3	VALOR MEDIO
MASA MUESTRA S.SAT.SECA	Msss	467.1	-	-	
MASA MUESTRA SUMERGIDA	M'sss	291.7	-	-	
VOL. HUECOS ACCESIBLES	Vhac = Msss - Ms	3.6	-	-	
VOLUMEN MUESTRA	VT=Msss -M'sss	**175.4**	**-**	**-**	**175.4**

PESO ESP. DE LAS PARTÍCULAS	Gs= Ms / V_S	2.69			
VOL. PARTÍCULAS SÓLIDAS	Vs= Ms / Gs	172.3	-	-	-

CÁLCULOS: OBTENCIÓN DE LAS PROPIEDADES ELEMENTALES

Pesadas en gramos (g) Precición 0,1 g Volumen en cm ^{3}	Fórmula	MUESTRA 1	MUESTRA 2	MUESTRA 3	VALOR MEDIO
PESO ESPECIFICO APARENTE	γ=Mh/V_T	**2.66**	**-**	**-**	**2.66**
PESO ESPECIFICO SECO	γ_d=Ms/V_T	**2.64**	**-**	**-**	**2.64**
ABSORCIÓN (%)	Abs=[(Msss-Ms)/Ms]*100	**0.8**	**-**	**-**	**0.8**
POROSIDAD EFICAZ (%)	ne=(Vhac/V_T)*100	**2.1**	**-**	**-**	**2.1**
POROSIDAD TOTAL (%)	n=((V_T - V_S) / V_T) ·100	**1.8**	**-**	**-**	**1.8**

OBSERVACIONES: _____

Laborante

Fdo: Sara Canet Sánchez

Técnico Responsable del Ensayo (GTL)

Fdo: Carlos Hidalgo Signes

PROPIEDADES ELEMENTALES DE LAS ROCAS.

Determinación de la Densidad y Porosidad de una roca

PROCEDIMIENTO DE LABORATORIO

DATOS DE LA MUESTRA

DESCRIPCIÓN:	Roca caliza, de color gris con precipitación de calcita porcedente del Talud 1. Esta muestra al tratarla en laboratorio se dividió en dos, dando lugar a las muestras 1.06-A y 1.06-B
TIPO DE MUESTRA:	Alterada
PROCEDENCIA:	Muestra tomada en campo, talud 1
FECHA DE TOMA:	01-03-19
CÓDIGO DE MUESTRA:	**1.06**

DETERMINACIÓN DE LA HUMEDAD NATURAL, MEDIANTE SECADO EN ESTUFA

TEMPERATURA DE SECADO:	**100 º C**	DURACIÓN DE LA FASE DE SECADO:	FECHA ENTRADA (HORA):	**31/05/2019 - 18:00**	
CÓDIGO BALANZA:			FECHA SALIDA (HORA):	**04/06/2019 - 16:00**	

Pesadas en gramos (g) *Precición 0,1 g*	Fórmula	MUESTRA 1	MUESTRA 2	MUESTRA 3	VALOR MEDIO
MASA MUESTRA	Mh	1607.5	113.1	-	
MASA MUESTRA SECA	Ms	1590.2	112.1	-	
MASA DE AGUA	A=Mh - Ms	17.3	1.0	-	
HUMEDAD NATURAL (W %)	Wo=(A / Ms) · 100	**1.1**	0.9	-	**1.0**

DETERMINACIÓN DEL VOLUMEN DE LA MUESTRA, MEDIANTE BALANZA HIDROSTÁTICA

TEMPERATURA DEL AGUA:	**20 º C**				FECHA ENTRADA (HORA):	**17/05/2019 - 18:00**	
				FASE DE INMERSIÓN (> 24 h):			
FASE DE VACÍO+AGUA (2 horas):		Sí	X	No	FECHA SALIDA (HORA):	**31/05/2019 - 16:00**	

Pesadas en gramos (g) *Precición 0,1 g* *Volumen en cm³*	Fórmula	MUESTRA 1	MUESTRA 2	MUESTRA 3	VALOR MEDIO
MASA MUESTRA S.SAT.SECA	Msss	1607.5	113.1	-	
MASA MUESTRA SUMERGIDA	M'sss	996.9	70.7	-	
VOL. HUECOS ACCESIBLES	Vhac = Msss - Ms	17.3	1.0	-	
VOLUMEN MUESTRA	VT=Msss -M'sss	**610.6**	**42.4**	**-**	**326.5**

PESO ESP. DE LAS PARTÍCULAS	Gs= Ms / V_S	2.69			
VOL. PARTÍCULAS SÓLIDAS	Vs= Ms / Gs	591.2	-	-	-

CÁLCULOS: OBTENCIÓN DE LAS PROPIEDADES ELEMENTALES

Pesadas en gramos (g) *Precición 0,1 g* *Volumen en cm³*	Fórmula	MUESTRA 1	MUESTRA 2	MUESTRA 3	VALOR MEDIO
PESO ESPECIFICO APARENTE	γ=Mh/V_T	**2.63**	**-**	**-**	**2.63**
PESO ESPECIFICO SECO	γ_d=Ms/V_T	**2.60**	**-**	**-**	**2.60**
ABSORCIÓN (%)	Abs=[(Msss-Ms)/Ms]*100	**1.1**	**-**	**-**	**1.1**
POROSIDAD EFICAZ (%)	ne=(Vhac/V_T)*100	**2.8**	**-**	**-**	**2.8**
POROSIDAD TOTAL (%)	n=((V_T - V_S) / V_T) ·100	**3.2**	**-**	**-**	**3.2**

OBSERVACIONES:

La muestra B se desprendió de la muestra inicial llevada al laboratorío A. Como es lo suficiente grande como para ser ensayada y ya muestra base ya está alterada, se toma como otra muestra para someter al ensayo de resistencia.

Laborante

Fdo: Sara Canet Sánchez

Técnico Responsable del Ensayo (GTL)

Fdo: Carlos Hidalgo Signes

PROPIEDADES ELEMENTALES DE LAS ROCAS.

Determinación de la Densidad y Porosidad de una roca

PROCEDIMIENTO DE LABORATORIO

DATOS DE LA MUESTRA

DESCRIPCIÓN:	Roca caliza, de color ocre, angulosa prácticamente rectangular porcedente del Talud 1	**TIPO DE MUESTRA:**	Alterada
PROCEDENCIA:	Muestra tomada en campo, talud 1		
FECHA DE TOMA:	01-03-19	**CÓDIGO DE MUESTRA:**	1.07

DETERMINACIÓN DE LA HUMEDAD NATURAL, MEDIANTE SECADO EN ESTUFA

TEMPERATURA DE SECADO:	**100 º C**	DURACIÓN DE LA FASE DE SECADO:	FECHA ENTRADA (HORA):	**31/05/2019 - 18:00**
CÓDIGO BALANZA:			FECHA SALIDA (HORA):	**04/06/2019 - 16:00**

Pesadas en gramos (g) Precición 0,1 g	Fórmula	MUESTRA 1	MUESTRA 2	MUESTRA 3	VALOR MEDIO
MASA MUESTRA	Mh	97.0	-	-	
MASA MUESTRA SECA	Ms	96.1	-	-	
MASA DE AGUA	A=Mh - Ms	0.9	-	-	
HUMEDAD NATURAL (W %)	Wo=(A / Ms) · 100	**0.9**	-	-	**0.9**

DETERMINACIÓN DEL VOLUMEN DE LA MUESTRA, MEDIANTE BALANZA HIDROSTÁTICA

TEMPERATURA DEL AGUA:	**20 º C**			FECHA ENTRADA (HORA):	**17/05/2019 - 18:00**
			FASE DE INMERSIÓN (> 24 h):		
FASE DE VACÍO+AGUA (2 horas):		Sí	X No	FECHA SALIDA (HORA):	**31/05/2019 - 16:00**

Pesadas en gramos (g) Precición 0,1 g Volumen en cm^3	Fórmula	MUESTRA 1	MUESTRA 2	MUESTRA 3	VALOR MEDIO
MASA MUESTRA S.SAT.SECA	Msss	97	-	-	
MASA MUESTRA SUMERGIDA	M'sss	60.6	-	-	
VOL. HUECOS ACCESIBLES	Vhac = Msss - Ms	0.9	-	-	
VOLUMEN MUESTRA	VT=Msss -M'sss	**36.4**	**-**	**-**	**36.4**

PESO ESP. DE LAS PARTÍCULAS	Gs= Ms / V_S	2.69			
VOL. PARTÍCULAS SÓLIDAS	Vs= Ms / Gs	35.7	-	-	-

CÁLCULOS: OBTENCIÓN DE LAS PROPIEDADES ELEMENTALES

Pesadas en gramos (g) Precición 0,1 g Volumen en cm^3	Fórmula	MUESTRA 1	MUESTRA 2	MUESTRA 3	VALOR MEDIO
PESO ESPECIFICO APARENTE	γ=Mh/V_T	**2.66**	**-**	**-**	**2.66**
PESO ESPECIFICO SECO	γ_d=Ms/V_T	**2.64**	**-**	**-**	**2.64**
ABSORCIÓN (%)	Abs=[(Msss-Ms)/Ms]*100	**0.9**	**-**	**-**	**0.9**
POROSIDAD EFICAZ (%)	ne=(Vhac/V_T)*100	**2.5**	**-**	**-**	**2.5**
POROSIDAD TOTAL (%)	n=((V_T - V_S) / V_T) ·100	**1.9**	**-**	**-**	**1.9**

OBSERVACIONES: _____

_____

_____

Laborante

Fdo: Sara Canet Sánchez

Técnico Responsable del Ensayo (GTL)

Fdo: Carlos Hidalgo Signes

PROPIEDADES ELEMENTALES DE LAS ROCAS.

Determinación de la Densidad y Porosidad de una roca

PROCEDIMIENTO DE LABORATORIO

DATOS DE LA MUESTRA

DESCRIPCIÓN:	Roca caliza, de color ocre, angulosa y con alguna precipitación de calcita porcedente del Talud 1	**TIPO DE MUESTRA:**	Alterada
PROCEDENCIA:	Muestra tomada en campo, talud 1		
FECHA DE TOMA:	01-03-19	**CÓDIGO DE MUESTRA:**	**1.08**

DETERMINACIÓN DE LA HUMEDAD NATURAL, MEDIANTE SECADO EN ESTUFA

TEMPERATURA DE SECADO:	**100 º C**	DURACIÓN DE LA FASE DE SECADO:	FECHA ENTRADA (HORA):	**31/05/2019 - 18:00**
CÓDIGO BALANZA:			FECHA SALIDA (HORA):	**04/06/2019 - 16:00**

Pesadas en gramos (g) *Precición 0,1 g*	Fórmula	MUESTRA 1	MUESTRA 2	MUESTRA 3	VALOR MEDIO
MASA MUESTRA	Mh	354.9	-	-	
MASA MUESTRA SECA	Ms	353.4	-	-	
MASA DE AGUA	A=Mh - Ms	1.5	-	-	
HUMEDAD NATURAL (W %)	Wo=(A / Ms) · 100	**0.4**	-	-	**0.4**

DETERMINACIÓN DEL VOLUMEN DE LA MUESTRA, MEDIANTE BALANZA HIDROSTÁTICA

TEMPERATURA DEL AGUA:	**20 º C**				FECHA ENTRADA (HORA):	**17/05/2019 - 18:00**
				FASE DE INMERSIÓN (> 24 h):		
FASE DE VACÍO+AGUA (2 horas):		Sí	X	No	FECHA SALIDA (HORA):	**31/05/2019 - 16:00**

Pesadas en gramos (g) *Precición 0,1 g* *Volumen en cm ^{3}*	Fórmula	MUESTRA 1	MUESTRA 2	MUESTRA 3	VALOR MEDIO
MASA MUESTRA S.SAT.SECA	Msss	354.9	-	-	
MASA MUESTRA SUMERGIDA	M'sss	223.0	-	-	
VOL. HUECOS ACCESIBLES	Vhac = Msss - Ms	1.5	-	-	
VOLUMEN MUESTRA	VT=Msss -M'sss	**131.9**	**-**	**-**	**131.9**

PESO ESP. DE LAS PARTÍCULAS	Gs= Ms / V_S	2.69			
VOL. PARTÍCULAS SÓLIDAS	Vs= Ms / Gs	131.4	-	-	-

CÁLCULOS: OBTENCIÓN DE LAS PROPIEDADES ELEMENTALES

Pesadas en gramos (g) *Precición 0,1 g* *Volumen en cm ^{3}*	Fórmula	MUESTRA 1	MUESTRA 2	MUESTRA 3	VALOR MEDIO
PESO ESPECIFICO APARENTE	γ=Mh/V_T	**2.69**	**-**	**-**	**2.69**
PESO ESPECIFICO SECO	γ_d=Ms/V_T	**2.68**	**-**	**-**	**2.68**
ABSORCIÓN (%)	Abs=[(Msss-Ms)/Ms]*100	**0.4**	**-**	**-**	**0.4**
POROSIDAD EFICAZ (%)	ne=(Vhac/V_T)*100	**1.1**	**-**	**-**	**1.1**
POROSIDAD TOTAL (%)	n=((V_T - V_S) / V_T) ·100	**0.4**	**-**	**-**	**0.4**

OBSERVACIONES: _____

_____

_____

Laborante

Fdo: Sara Canet Sánchez

Técnico Responsable del Ensayo (GTL)

Fdo: Carlos Hidalgo Signes

PROPIEDADES ELEMENTALES DE LAS ROCAS.

Determinación de la Densidad y Porosidad de una roca

PROCEDIMIENTO DE LABORATORIO

DATOS DE LA MUESTRA

DESCRIPCIÓN:	Roca caliza, de color gris claro porcedente del Talud 2	**TIPO DE MUESTRA:**	Alterada
PROCEDENCIA:	Muestra tomada en campo, talud 2		
FECHA DE TOMA:	01-03-19	**CÓDIGO DE MUESTRA:**	**2.01**

DETERMINACIÓN DE LA HUMEDAD NATURAL, MEDIANTE SECADO EN ESTUFA

TEMPERATURA DE SECADO:	**100 º C**	DURACIÓN DE LA FASE DE SECADO:	FECHA ENTRADA (HORA):	**31/05/2019 - 18:00**	
CÓDIGO BALANZA:			FECHA SALIDA (HORA):	**04/06/2019 - 16:00**	

Pesadas en gramos (g) Precición 0,1 g	Fórmula	MUESTRA 1	MUESTRA 2	MUESTRA 3	VALOR MEDIO
MASA MUESTRA	Mh	536.1	-	-	
MASA MUESTRA SECA	Ms	532.6	-	-	
MASA DE AGUA	A=Mh - Ms	3.5	-	-	
HUMEDAD NATURAL (W %)	Wo=(A / Ms) · 100	**0.7**	-	-	**0.7**

DETERMINACIÓN DEL VOLUMEN DE LA MUESTRA, MEDIANTE BALANZA HIDROSTÁTICA

TEMPERATURA DEL AGUA:	**20 º C**				FECHA ENTRADA (HORA):	**17/05/2019 - 18:00**	
				FASE DE INMERSIÓN (> 24 h):			
FASE DE VACÍO+AGUA (2 horas):		Sí	X	No	FECHA SALIDA (HORA):	**31/05/2019 - 16:00**	

Pesadas en gramos (g) Precición 0,1 g Volumen en cm^3	Fórmula	MUESTRA 1	MUESTRA 2	MUESTRA 3	VALOR MEDIO
MASA MUESTRA S.SAT.SECA	Msss	536.1	-	-	
MASA MUESTRA SUMERGIDA	M'sss	335.6	-	-	
VOL. HUECOS ACCESIBLES	Vhac = Msss - Ms	3.5	-	-	
VOLUMEN MUESTRA	VT=Msss -M'sss	**200.5**	**-**	**-**	**200.5**

PESO ESP. DE LAS PARTÍCULAS	$Gs= Ms / V_S$	2.69			
VOL. PARTÍCULAS SÓLIDAS	Vs= Ms / Gs	198.0	-	-	-

CÁLCULOS: OBTENCIÓN DE LAS PROPIEDADES ELEMENTALES

Pesadas en gramos (g) Precición 0,1 g Volumen en cm^3	Fórmula	MUESTRA 1	MUESTRA 2	MUESTRA 3	VALOR MEDIO
PESO ESPECIFICO APARENTE	$\gamma=Mh/V_T$	**2.67**	**-**	**-**	**2.67**
PESO ESPECIFICO SECO	$\gamma_d=Ms/V_T$	**2.66**	**-**	**-**	**2.66**
ABSORCIÓN (%)	Abs=[(Msss-Ms)/Ms]*100	**0.7**	**-**	**-**	**0.7**
POROSIDAD EFICAZ (%)	$ne=(Vhac/V_T)*100$	**1.7**	**-**	**-**	**1.7**
POROSIDAD TOTAL (%)	$n=((V_T - V_S) / V_T) \cdot 100$	**1.3**	**-**	**-**	**1.3**

OBSERVACIONES: _____

Laborante

Fdo: Sara Canet Sánchez

Técnico Responsable del Ensayo (GTL)

Fdo: Carlos Hidalgo Signes

PROPIEDADES ELEMENTALES DE LAS ROCAS.

Determinación de la Densidad y Porosidad de una roca

PROCEDIMIENTO DE LABORATORIO

DATOS DE LA MUESTRA

DESCRIPCIÓN:	Roca caliza, de color ocre grisaceo claro porcedente del Talud 2	**TIPO DE MUESTRA:**	Alterada
PROCEDENCIA:	Muestra tomada en campo, talud 2		
FECHA DE TOMA:	01-03-19	**CÓDIGO DE MUESTRA:**	**2.02**

DETERMINACIÓN DE LA HUMEDAD NATURAL, MEDIANTE SECADO EN ESTUFA

TEMPERATURA DE SECADO:	**100 º C**	DURACIÓN DE LA FASE DE SECADO:	FECHA ENTRADA (HORA):	**31/05/2019 - 18:00**	
CÓDIGO BALANZA:			FECHA SALIDA (HORA):	**04/06/2019 - 16:00**	

Pesadas en gramos (g) *Precición 0,1 g*	Fórmula	MUESTRA 1	MUESTRA 2	MUESTRA 3	VALOR MEDIO
MASA MUESTRA	Mh	110.5	-	-	
MASA MUESTRA SECA	Ms	109.7	-	-	
MASA DE AGUA	A=Mh - Ms	0.8	-	-	
HUMEDAD NATURAL (W %)	Wo=(A / Ms) · 100	**0.7**	-	-	**0.7**

DETERMINACIÓN DEL VOLUMEN DE LA MUESTRA, MEDIANTE BALANZA HIDROSTÁTICA

TEMPERATURA DEL AGUA:	**20 º C**				FECHA ENTRADA (HORA):	**17/05/2019 - 18:00**	
				FASE DE INMERSIÓN (> 24 h):			
FASE DE VACÍO+AGUA (2 horas):		Sí	X	No	FECHA SALIDA (HORA):	**31/05/2019 - 16:00**	

Pesadas en gramos (g) *Precición 0,1 g* *Volumen en cm³*	Fórmula	MUESTRA 1	MUESTRA 2	MUESTRA 3	VALOR MEDIO
MASA MUESTRA S.SAT.SECA	Msss	110.5	-	-	
MASA MUESTRA SUMERGIDA	M'sss	69.0	-	-	
VOL. HUECOS ACCESIBLES	Vhac = Msss - Ms	0.8	-	-	
VOLUMEN MUESTRA	VT=Msss -M'sss	**41.5**	**-**	**-**	**41.5**

PESO ESP. DE LAS PARTÍCULAS	Gs= Ms / V_S	2.69			
VOL. PARTÍCULAS SÓLIDAS	Vs= Ms / Gs	40.8	-	-	-

CÁLCULOS: OBTENCIÓN DE LAS PROPIEDADES ELEMENTALES

Pesadas en gramos (g) *Precición 0,1 g* *Volumen en cm³*	Fórmula	MUESTRA 1	MUESTRA 2	MUESTRA 3	VALOR MEDIO
PESO ESPECIFICO APARENTE	γ=Mh/V_T	**2.66**	**-**	**-**	**2.66**
PESO ESPECIFICO SECO	γ_d=Ms/V_T	**2.64**	**-**	**-**	**2.64**
ABSORCIÓN (%)	Abs=[(Msss-Ms)/Ms]*100	**0.7**	**-**	**-**	**0.7**
POROSIDAD EFICAZ (%)	ne=(Vhac/V_T)*100	**1.9**	**-**	**-**	**1.9**
POROSIDAD TOTAL (%)	n=((V_T - V_S) / V_T) ·100	**1.7**	**-**	**-**	**1.7**

OBSERVACIONES: _____

_____

_____

Laborante

Fdo: Sara Canet Sánchez

Técnico Responsable del Ensayo (GTL)

Fdo: Carlos Hidalgo Signes

PROPIEDADES ELEMENTALES DE LAS ROCAS.

Determinación de la Densidad y Porosidad de una roca

PROCEDIMIENTO DE LABORATORIO

DATOS DE LA MUESTRA

DESCRIPCIÓN:	Roca caliza, de color gris claro porcedente del Talud 2	**TIPO DE MUESTRA:**	Alterada
PROCEDENCIA:	Muestra tomada en campo, talud 2		
FECHA DE TOMA:	01-03-19	**CÓDIGO DE MUESTRA:**	2.03

DETERMINACIÓN DE LA HUMEDAD NATURAL, MEDIANTE SECADO EN ESTUFA

TEMPERATURA DE SECADO:	**100 º C**	DURACIÓN DE LA FASE DE SECADO:	FECHA ENTRADA (HORA):	**31/05/2019 - 18:00**
CÓDIGO BALANZA:			FECHA SALIDA (HORA):	**04/06/2019 - 16:00**

Pesadas en gramos (g) *Precición 0,1 g*	Fórmula	MUESTRA 1	MUESTRA 2	MUESTRA 3	VALOR MEDIO
MASA MUESTRA	Mh	82.2	-	-	
MASA MUESTRA SECA	Ms	81.6	-	-	
MASA DE AGUA	A=Mh - Ms	0.6	-	-	
HUMEDAD NATURAL (W %)	Wo=(A / Ms) · 100	**0.7**	-	-	**0.7**

DETERMINACIÓN DEL VOLUMEN DE LA MUESTRA, MEDIANTE BALANZA HIDROSTÁTICA

TEMPERATURA DEL AGUA:	**20 º C**		FASE DE INMERSIÓN (> 24 h):	FECHA ENTRADA (HORA):	**17/05/2019 - 18:00**
FASE DE VACÍO+AGUA (2 horas):		Sí	X	No	FECHA SALIDA (HORA):	**31/05/2019 - 16:00**

Pesadas en gramos (g) *Precición 0,1 g* *Volumen en cm³*	Fórmula	MUESTRA 1	MUESTRA 2	MUESTRA 3	VALOR MEDIO
MASA MUESTRA S.SAT.SECA	Msss	82.2	-	-	
MASA MUESTRA SUMERGIDA	M'sss	51.6	-	-	
VOL. HUECOS ACCESIBLES	Vhac = Msss - Ms	0.6	-	-	
VOLUMEN MUESTRA	VT=Msss -M'sss	**30.6**	**-**	**-**	**30.6**

PESO ESP. DE LAS PARTÍCULAS	$Gs= Ms / V_S$	2.69			
VOL. PARTÍCULAS SÓLIDAS	Vs= Ms / Gs	30.3	-	-	-

CÁLCULOS: OBTENCIÓN DE LAS PROPIEDADES ELEMENTALES

Pesadas en gramos (g) *Precición 0,1 g* *Volumen en cm³*	Fórmula	MUESTRA 1	MUESTRA 2	MUESTRA 3	VALOR MEDIO
PESO ESPECIFICO APARENTE	$\gamma=Mh/V_T$	**2.69**	**-**	**-**	**2.69**
PESO ESPECIFICO SECO	$\gamma_d=Ms/V_T$	**2.67**	**-**	**-**	**2.67**
ABSORCIÓN (%)	Abs=[(Msss-Ms)/Ms]*100	**0.7**	**-**	**-**	**0.7**
POROSIDAD EFICAZ (%)	$ne=(Vhac/V_T)*100$	**2.0**	**-**	**-**	**2.0**
POROSIDAD TOTAL (%)	$n=((V_T - V_S) / V_T) \cdot 100$	**0.9**	**-**	**-**	**0.9**

OBSERVACIONES: _____

Laborante

Fdo: Sara Canet Sánchez

Técnico Responsable del Ensayo (GTL)

Fdo: Carlos Hidalgo Signes

PROPIEDADES ELEMENTALES DE LAS ROCAS.

Determinación de la Densidad y Porosidad de una roca

PROCEDIMIENTO DE LABORATORIO

DATOS DE LA MUESTRA

DESCRIPCIÓN:	Roca caliza, de ocre porcedente del Talud 2	**TIPO DE MUESTRA:**	Alterada
PROCEDENCIA:	Muestra tomada en campo, talud 2		
FECHA DE TOMA:	01-03-19	**CÓDIGO DE MUESTRA:**	2.04

DETERMINACIÓN DE LA HUMEDAD NATURAL, MEDIANTE SECADO EN ESTUFA

TEMPERATURA DE SECADO:	**100 º C**	DURACIÓN DE LA FASE DE SECADO:	FECHA ENTRADA (HORA):	**31/05/2019 - 18:00**
CÓDIGO BALANZA:			FECHA SALIDA (HORA):	**04/06/2019 - 16:00**

Pesadas en gramos (g) *Precición 0,1 g*	Fórmula	MUESTRA 1	MUESTRA 2	MUESTRA 3	VALOR MEDIO
MASA MUESTRA	Mh	79.2	-	-	
MASA MUESTRA SECA	Ms	77.9	-	-	
MASA DE AGUA	A=Mh - Ms	1.3	-	-	
HUMEDAD NATURAL (W %)	Wo=(A / Ms) · 100	**1.7**	-	-	**1.7**

DETERMINACIÓN DEL VOLUMEN DE LA MUESTRA, MEDIANTE BALANZA HIDROSTÁTICA

TEMPERATURA DEL AGUA:	**20 º C**		FASE DE INMERSIÓN (> 24 h):	FECHA ENTRADA (HORA):	**17/05/2019 - 18:00**
FASE DE VACÍO+AGUA (2 horas):		Sí	X	No	FECHA SALIDA (HORA):	**31/05/2019 - 16:00**

Pesadas en gramos (g) *Precición 0,1 g* *Volumen en cm³*	Fórmula	MUESTRA 1	MUESTRA 2	MUESTRA 3	VALOR MEDIO
MASA MUESTRA S.SAT.SECA	Msss	79.2	-	-	
MASA MUESTRA SUMERGIDA	M'sss	49.0	-	-	
VOL. HUECOS ACCESIBLES	Vhac = Msss - Ms	1.3	-	-	
VOLUMEN MUESTRA	VT=Msss -M'sss	**30.2**	**-**	**-**	**30.2**

PESO ESP. DE LAS PARTÍCULAS	$Gs= Ms / V_S$	2.69			
VOL. PARTÍCULAS SÓLIDAS	Vs= Ms / Gs	29.0	-	-	-

CÁLCULOS: OBTENCIÓN DE LAS PROPIEDADES ELEMENTALES

Pesadas en gramos (g) *Precición 0,1 g* *Volumen en cm³*	Fórmula	MUESTRA 1	MUESTRA 2	MUESTRA 3	VALOR MEDIO
PESO ESPECIFICO APARENTE	$\gamma=Mh/V_T$	**2.62**	**-**	**-**	**2.62**
PESO ESPECIFICO SECO	$\gamma_d=Ms/V_T$	**2.58**	**-**	**-**	**2.58**
ABSORCIÓN (%)	Abs=[(Msss-Ms)/Ms]*100	**1.7**	**-**	**-**	**1.7**
POROSIDAD EFICAZ (%)	$ne=(Vhac/V_T)*100$	**4.3**	**-**	**-**	**4.3**
POROSIDAD TOTAL (%)	$n=((V_T - V_S) / V_T) \cdot 100$	**4.1**	**-**	**-**	**4.1**

OBSERVACIONES: _____

Laborante

Fdo: Sara Canet Sánchez

Técnico Responsable del Ensayo (GTL)

Fdo: Carlos Hidalgo Signes

PROPIEDADES ELEMENTALES DE LAS ROCAS.

Determinación de la Densidad y Porosidad de una roca

PROCEDIMIENTO DE LABORATORIO

DATOS DE LA MUESTRA

DESCRIPCIÓN:	Roca caliza, de color ocre porcedente del Talud 2	**TIPO DE MUESTRA:**	Alterada
PROCEDENCIA:	Muestra tomada en campo, talud 2		
FECHA DE TOMA:	01-03-19	**CÓDIGO DE MUESTRA:**	2.05

DETERMINACIÓN DE LA HUMEDAD NATURAL, MEDIANTE SECADO EN ESTUFA

TEMPERATURA DE SECADO:	**100 º C**	DURACIÓN DE LA FASE DE SECADO:	FECHA ENTRADA (HORA):	**31/05/2019 - 18:00**
CÓDIGO BALANZA:			FECHA SALIDA (HORA):	**04/06/2019 - 16:00**

Pesadas en gramos (g) Precición 0,1 g	Fórmula	MUESTRA 1	MUESTRA 2	MUESTRA 3	VALOR MEDIO
MASA MUESTRA	Mh	142.3	-	-	
MASA MUESTRA SECA	Ms	141.0	-	-	
MASA DE AGUA	A=Mh - Ms	1.3	-	-	
HUMEDAD NATURAL (W %)	Wo=(A / Ms) · 100	**0.9**	-	-	**0.9**

DETERMINACIÓN DEL VOLUMEN DE LA MUESTRA, MEDIANTE BALANZA HIDROSTÁTICA

TEMPERATURA DEL AGUA:	**20 º C**				FECHA ENTRADA (HORA):	**17/05/2019 - 18:00**
				FASE DE INMERSIÓN (> 24 h):		
FASE DE VACÍO+AGUA (2 horas):		Sí	X	No	FECHA SALIDA (HORA):	**31/05/2019 - 16:00**

Pesadas en gramos (g) Precición 0,1 g Volumen en cm^3	Fórmula	MUESTRA 1	MUESTRA 2	MUESTRA 3	VALOR MEDIO
MASA MUESTRA S.SAT.SECA	Msss	142.3	-	-	
MASA MUESTRA SUMERGIDA	M'sss	88.9	-	-	
VOL. HUECOS ACCESIBLES	Vhac = Msss - Ms	1.3	-	-	
VOLUMEN MUESTRA	VT=Msss -M'sss	**53.4**	**-**	**-**	**53.4**

PESO ESP. DE LAS PARTÍCULAS	$Gs= Ms / V_S$	2.69			
VOL. PARTÍCULAS SÓLIDAS	Vs= Ms / Gs	52.4	-	-	-

CÁLCULOS: OBTENCIÓN DE LAS PROPIEDADES ELEMENTALES

Pesadas en gramos (g) Precición 0,1 g Volumen en cm^3	Fórmula	MUESTRA 1	MUESTRA 2	MUESTRA 3	VALOR MEDIO
PESO ESPECIFICO APARENTE	$\gamma=Mh/V_T$	**2.66**	**-**	**-**	**2.66**
PESO ESPECIFICO SECO	$\gamma_d=Ms/V_T$	**2.64**	**-**	**-**	**2.64**
ABSORCIÓN (%)	Abs=[(Msss-Ms)/Ms]*100	**0.9**	**-**	**-**	**0.9**
POROSIDAD EFICAZ (%)	ne=(Vhac/V_T)*100	**2.4**	**-**	**-**	**2.4**
POROSIDAD TOTAL (%)	n=((V_T - V_S) / V_T) ·100	**1.8**	**-**	**-**	**1.8**

OBSERVACIONES: _____

_____

_____

Laborante

Fdo: Sara Canet Sánchez

Técnico Responsable del Ensayo (GTL)

Fdo: Carlos Hidalgo Signes

PROPIEDADES ELEMENTALES DE LAS ROCAS.

Determinación de la Densidad y Porosidad de una roca

PROCEDIMIENTO DE LABORATORIO

DATOS DE LA MUESTRA

DESCRIPCIÓN:	Roca caliza, de color ocre algo angulosa porcedente del Talud 2	**TIPO DE MUESTRA:**	Alterada
PROCEDENCIA:	Muestra tomada en campo, talud 2		
FECHA DE TOMA:	01-03-19	**CÓDIGO DE MUESTRA:**	2.06

DETERMINACIÓN DE LA HUMEDAD NATURAL, MEDIANTE SECADO EN ESTUFA

TEMPERATURA DE SECADO:	**100 º C**	DURACIÓN DE LA FASE DE SECADO:	FECHA ENTRADA (HORA):	**31/05/2019 - 18:00**
CÓDIGO BALANZA:			FECHA SALIDA (HORA):	**04/06/2019 - 16:00**

Pesadas en gramos (g) Precición 0,1 g	Fórmula	MUESTRA 1	MUESTRA 2	MUESTRA 3	VALOR MEDIO
MASA MUESTRA	Mh	972.6	-	-	
MASA MUESTRA SECA	Ms	964.5	-	-	
MASA DE AGUA	A=Mh - Ms	8.1	-	-	
HUMEDAD NATURAL (W %)	Wo=(A / Ms) · 100	**0.8**	-	-	**0.8**

DETERMINACIÓN DEL VOLUMEN DE LA MUESTRA, MEDIANTE BALANZA HIDROSTÁTICA

TEMPERATURA DEL AGUA:	**20 º C**		FASE DE INMERSIÓN (> 24 h):	FECHA ENTRADA (HORA):	**17/05/2019 - 18:00**
FASE DE VACÍO+AGUA (2 horas):		Sí	X	No	FECHA SALIDA (HORA):	**31/05/2019 - 16:00**

Pesadas en gramos (g) Precición 0,1 g Volumen en cm^3	Fórmula	MUESTRA 1	MUESTRA 2	MUESTRA 3	VALOR MEDIO
MASA MUESTRA S.SAT.SECA	Msss	972.6	-	-	
MASA MUESTRA SUMERGIDA	M'sss	606.4	-	-	
VOL. HUECOS ACCESIBLES	Vhac = Msss - Ms	8.1	-	-	
VOLUMEN MUESTRA	VT=Msss -M'sss	**366.2**	**-**	**-**	**366.2**

PESO ESP. DE LAS PARTÍCULAS	$Gs= Ms / V_S$	2.69			
VOL. PARTÍCULAS SÓLIDAS	Vs= Ms / Gs	358.6	-	-	-

CÁLCULOS: OBTENCIÓN DE LAS PROPIEDADES ELEMENTALES

Pesadas en gramos (g) Precición 0,1 g Volumen en cm^3	Fórmula	MUESTRA 1	MUESTRA 2	MUESTRA 3	VALOR MEDIO
PESO ESPECIFICO APARENTE	$\gamma=Mh/V_T$	**2.66**	**-**	**-**	**2.66**
PESO ESPECIFICO SECO	$\gamma_d=Ms/V_T$	**2.63**	**-**	**-**	**2.63**
ABSORCIÓN (%)	Abs=[(Msss-Ms)/Ms]*100	**0.8**	**-**	**-**	**0.8**
POROSIDAD EFICAZ (%)	ne=(Vhac/V_T)*100	**2.2**	**-**	**-**	**2.2**
POROSIDAD TOTAL (%)	n=((V_T - V_S) / V_T) ·100	**2.1**	**-**	**-**	**2.1**

OBSERVACIONES: _____

_____

_____

Laborante

Fdo: Sara Canet Sánchez

Técnico Responsable del Ensayo (GTL)

Fdo: Carlos Hidalgo Signes

PROPIEDADES ELEMENTALES DE LAS ROCAS.

Determinación de la Densidad y Porosidad de una roca

PROCEDIMIENTO DE LABORATORIO

DATOS DE LA MUESTRA

DESCRIPCIÓN:	Roca caliza, de color gris oscuro porcedente del Talud 3	**TIPO DE MUESTRA:**	Alterada
PROCEDENCIA:	Muestra tomada en campo, talud 3		
FECHA DE TOMA:	01-03-19	**CÓDIGO DE MUESTRA:**	**3.01**

DETERMINACIÓN DE LA HUMEDAD NATURAL, MEDIANTE SECADO EN ESTUFA

TEMPERATURA DE SECADO:	**100 º C**	DURACIÓN DE LA FASE DE SECADO:	FECHA ENTRADA (HORA):	**31/05/2019 - 18:00**
CÓDIGO BALANZA:			FECHA SALIDA (HORA):	**04/06/2019 - 16:00**

Pesadas en gramos (g) Precición 0,1 g	Fórmula	MUESTRA 1	MUESTRA 2	MUESTRA 3	VALOR MEDIO
MASA MUESTRA	Mh	537.7	-	-	
MASA MUESTRA SECA	Ms	534.0	-	-	
MASA DE AGUA	A=Mh - Ms	3.7	-	-	
HUMEDAD NATURAL (W %)	Wo=(A / Ms) · 100	**0.7**	-	-	**0.7**

DETERMINACIÓN DEL VOLUMEN DE LA MUESTRA, MEDIANTE BALANZA HIDROSTÁTICA

TEMPERATURA DEL AGUA:	**20 º C**				FASE DE INMERSIÓN (> 24 h):	FECHA ENTRADA (HORA):	**17/05/2019 - 18:00**
FASE DE VACÍO+AGUA (2 horas):		Sí	X	No		FECHA SALIDA (HORA):	**31/05/2019 - 16:00**

Pesadas en gramos (g) Precición 0,1 g Volumen en cm^3	Fórmula	MUESTRA 1	MUESTRA 2	MUESTRA 3	VALOR MEDIO
MASA MUESTRA S.SAT.SECA	Msss	537.7	-	-	
MASA MUESTRA SUMERGIDA	M'sss	335.3	-	-	
VOL. HUECOS ACCESIBLES	Vhac = Msss - Ms	3.7	-	-	
VOLUMEN MUESTRA	VT=Msss -M'sss	**202.4**	**-**	**-**	**202.4**

PESO ESP. DE LAS PARTÍCULAS	Gs= Ms / V_S	2.69			
VOL. PARTÍCULAS SÓLIDAS	Vs= Ms / Gs	198.5	-	-	-

CÁLCULOS: OBTENCIÓN DE LAS PROPIEDADES ELEMENTALES

Pesadas en gramos (g) Precición 0,1 g Volumen en cm^3	Fórmula	MUESTRA 1	MUESTRA 2	MUESTRA 3	VALOR MEDIO
PESO ESPECIFICO APARENTE	γ=Mh/V_T	**2.66**	**-**	**-**	**2.66**
PESO ESPECIFICO SECO	γ_d=Ms/V_T	**2.64**	**-**	**-**	**2.64**
ABSORCIÓN (%)	Abs=[(Msss-Ms)/Ms]*100	**0.7**	**-**	**-**	**0.7**
POROSIDAD EFICAZ (%)	ne=(Vhac/V_T)*100	**1.8**	**-**	**-**	**1.8**
POROSIDAD TOTAL (%)	n=((V_T - V_S) / V_T) ·100	**1.9**	**-**	**-**	**1.9**

OBSERVACIONES: _____

Laborante

Fdo: Sara Canet Sánchez

Técnico Responsable del Ensayo (GTL)

Fdo: Carlos Hidalgo Signes

PROPIEDADES ELEMENTALES DE LAS ROCAS.

Determinación de la Densidad y Porosidad de una roca

PROCEDIMIENTO DE LABORATORIO

DATOS DE LA MUESTRA

DESCRIPCIÓN:	Roca caliza, de color ocre porcedente del Talud 3	**TIPO DE MUESTRA:**	Alterada
PROCEDENCIA:	Muestra tomada en campo, talud 3		
FECHA DE TOMA:	01-03-19	**CÓDIGO DE MUESTRA:**	3.02

DETERMINACIÓN DE LA HUMEDAD NATURAL, MEDIANTE SECADO EN ESTUFA

TEMPERATURA DE SECADO:	**100 º C**	DURACIÓN DE LA FASE DE SECADO:	FECHA ENTRADA (HORA):	**31/05/2019 - 18:00**	
CÓDIGO BALANZA:			FECHA SALIDA (HORA):	**04/06/2019 - 16:00**	

Pesadas en gramos (g) Precición 0,1 g	Fórmula	MUESTRA 1	MUESTRA 2	MUESTRA 3	VALOR MEDIO
MASA MUESTRA	Mh	977.0	-	-	
MASA MUESTRA SECA	Ms	946.3	-	-	
MASA DE AGUA	A=Mh - Ms	30.7	-	-	
HUMEDAD NATURAL (W %)	Wo=(A / Ms) · 100	**3.2**	-	-	**3.2**

DETERMINACIÓN DEL VOLUMEN DE LA MUESTRA, MEDIANTE BALANZA HIDROSTÁTICA

TEMPERATURA DEL AGUA:	**20 º C**		FASE DE INMERSIÓN (> 24 h):	FECHA ENTRADA (HORA):	**17/05/2019 - 18:00**	
FASE DE VACÍO+AGUA (2 horas):		Sí	X	No	FECHA SALIDA (HORA):	**31/05/2019 - 16:00**

Pesadas en gramos (g) Precición 0,1 g Volumen en cm³	Fórmula	MUESTRA 1	MUESTRA 2	MUESTRA 3	VALOR MEDIO
MASA MUESTRA S.SAT.SECA	Msss	977	-	-	
MASA MUESTRA SUMERGIDA	M'sss	585.1	-	-	
VOL. HUECOS ACCESIBLES	Vhac = Msss - Ms	30.7	-	-	
VOLUMEN MUESTRA	VT=Msss -M'sss	**391.9**	**-**	**-**	**391.9**

PESO ESP. DE LAS PARTÍCULAS	Gs= Ms / V_S	2.69			
VOL. PARTÍCULAS SÓLIDAS	Vs= Ms / Gs	351.8	-	-	-

CÁLCULOS: OBTENCIÓN DE LAS PROPIEDADES ELEMENTALES

Pesadas en gramos (g) Precición 0,1 g Volumen en cm³	Fórmula	MUESTRA 1	MUESTRA 2	MUESTRA 3	VALOR MEDIO
PESO ESPECIFICO APARENTE	γ=Mh/V_T	**2.49**	**-**	**-**	**2.49**
PESO ESPECIFICO SECO	γ_d=Ms/V_T	**2.41**	**-**	**-**	**2.41**
ABSORCIÓN (%)	Abs=[(Msss-Ms)/Ms]*100	**3.2**	**-**	**-**	**3.2**
POROSIDAD EFICAZ (%)	ne=(Vhac/V_T)*100	**7.8**	**-**	**-**	**7.8**
POROSIDAD TOTAL (%)	n=((V_T - V_S) / V_T) ·100	**10.2**	**-**	**-**	**10.2**

OBSERVACIONES: _____

Laborante

Fdo: Sara Canet Sánchez

Técnico Responsable del Ensayo (GTL)

Fdo: Carlos Hidalgo Signes

PROPIEDADES ELEMENTALES DE LAS ROCAS.

Determinación de la Densidad y Porosidad de una roca

PROCEDIMIENTO DE LABORATORIO

DATOS DE LA MUESTRA

DESCRIPCIÓN:	Roca caliza, de color ocre porcedente del Talud 3	**TIPO DE MUESTRA:**	Alterada
PROCEDENCIA:	Muestra tomada en campo, talud 3		
FECHA DE TOMA:	01-03-19	**CÓDIGO DE MUESTRA:**	3.03

DETERMINACIÓN DE LA HUMEDAD NATURAL, MEDIANTE SECADO EN ESTUFA

TEMPERATURA DE SECADO:	**100 º C**	DURACIÓN DE LA FASE DE SECADO:	FECHA ENTRADA (HORA):	**31/05/2019 - 18:00**	
CÓDIGO BALANZA:			FECHA SALIDA (HORA):	**04/06/2019 - 16:00**	

Pesadas en gramos (g) Precición 0,1 g	Fórmula	MUESTRA 1	MUESTRA 2	MUESTRA 3	VALOR MEDIO
MASA MUESTRA	Mh	463.0	-	-	
MASA MUESTRA SECA	Ms	458.0	-	-	
MASA DE AGUA	A=Mh - Ms	5.0	-	-	
HUMEDAD NATURAL (W %)	Wo=(A / Ms) · 100	**1.1**	-	-	**1.1**

DETERMINACIÓN DEL VOLUMEN DE LA MUESTRA, MEDIANTE BALANZA HIDROSTÁTICA

TEMPERATURA DEL AGUA:	**20 º C**		FASE DE INMERSIÓN (> 24 h):	FECHA ENTRADA (HORA):	**17/05/2019 - 18:00**	
FASE DE VACÍO+AGUA (2 horas):		Sí	X	No	FECHA SALIDA (HORA):	**31/05/2019 - 16:00**

Pesadas en gramos (g) Precición 0,1 g Volumen en cm³	Fórmula	MUESTRA 1	MUESTRA 2	MUESTRA 3	VALOR MEDIO
MASA MUESTRA S.SAT.SECA	Msss	463	-	-	
MASA MUESTRA SUMERGIDA	M'sss	288.5	-	-	
VOL. HUECOS ACCESIBLES	Vhac = Msss - Ms	5.0	-	-	
VOLUMEN MUESTRA	VT=Msss -M'sss	**174.5**	**-**	**-**	**174.5**

PESO ESP. DE LAS PARTÍCULAS	Gs= Ms / V_S	2.69			
VOL. PARTÍCULAS SÓLIDAS	Vs= Ms / Gs	170.3	-	-	-

CÁLCULOS: OBTENCIÓN DE LAS PROPIEDADES ELEMENTALES

Pesadas en gramos (g) Precición 0,1 g Volumen en cm³	Fórmula	MUESTRA 1	MUESTRA 2	MUESTRA 3	VALOR MEDIO
PESO ESPECIFICO APARENTE	γ=Mh/V_T	**2.65**	**-**	**-**	**2.65**
PESO ESPECIFICO SECO	γ_d=Ms/V_T	**2.62**	**-**	**-**	**2.62**
ABSORCIÓN (%)	Abs=[(Msss-Ms)/Ms]*100	**1.1**	**-**	**-**	**1.1**
POROSIDAD EFICAZ (%)	ne=(Vhac/V_T)*100	**2.9**	**-**	**-**	**2.9**
POROSIDAD TOTAL (%)	n=((V_T - V_S) / V_T) ·100	**2.4**	**-**	**-**	**2.4**

OBSERVACIONES: _____

_____

_____

Laborante

Fdo: Sara Canet Sánchez

Técnico Responsable del Ensayo (GTL)

Fdo: Carlos Hidalgo Signes

5.2 FICHAS DEL ENSAYO DE CARGA PUNTUAL

ENSAYO DE CARGA PUNTUAL

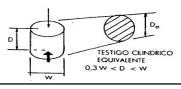
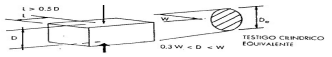
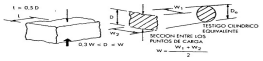
CARACTERÍSTICAS DE FORMA PARA EL ENSAYO

REFERENCIA	D (mm)	A (mm²)	De (mm²)	W (mm)	$W_{1.1}$ (mm)	$W_{1.2}$ (mm)	$W_{2.1}$ (mm)	$W_{2.2}$ (mm)	F
M 1.01	41.100	1535.085	44.210	37.350	37.970	31.420	38.120	41.890	0.946
M 1.02	27.540	1386.570	42.017	50.348	61.930	48.950	41.820	48.690	0.925
M 1.03	50.410	4445.280	75.232	88.183	104.500	74.940	97.950	75.340	1.202
M 1.04	34.490	2510.268	56.535	72.783	80.410	71.680	73.230	65.810	1.057
M 1.05	43.160	2618.625	57.742	60.673	73.680	63.340	54.100	51.570	1.067
M 1.06-B	18.300	793.763	31.791	43.375	47.150	42.660	42.380	41.310	0.816
M 1.07	26.100	1387.346	42.029	53.155	60.420	57.020	50.280	44.900	0.925
M 1.08	33.790	2041.338	50.981	60.413	62.690	57.260	65.130	56.570	1.009
M 2.01	58.220	2791.503	59.617	47.948	49.640	43.200	53.300	45.650	1.082
M 2.02	-	-	-	-	-	-	-	-	-
M 2.03	20.010	720.710	30.292	36.018	39.110	31.230	39.860	33.870	0.798
M 2.04	19.150	939.499	34.586	49.060	58.670	38.310	44.100	55.160	0.847
M 2.05	32.620	1507.696	43.814	46.220	54.940	27.170	61.150	41.620	0.942
M 2.06	36.060	2757.598	59.254	76.473	62.060	100.310	82.430	61.090	1.079
M 3.01-A	24.170	1152.305	38.303	47.675	53.120	53.120	42.230	42.230	0.887
M 3.01-B	14.920	755.549	31.016	50.640	51.660	51.660	49.620	49.620	0.807
M 3.01-C	26.060	2186.825	52.767	83.915	84.820	84.820	83.010	83.010	1.025
M 1.06-A-A	29.270	2236.228	53.360	76.400	76.530	76.530	76.270	76.270	1.030
M 1.06-A-B	49.420	3360.807	65.415	68.005	85.660	85.660	50.350	50.350	1.129
M 1.06-A-C	38.000	2450.810	55.861	64.495	44.580	44.580	84.410	84.410	1.051
M 3.02	61.100	4373.691	74.624	71.583	64.200	78.640	64.150	79.340	1.197
M 3.03	35.800	2205.549	52.992	61.608	70.510	54.170	66.680	55.070	1.027

ENSAYO DE CARGA PUNTUAL

PROCEDIMIENTO DE LABORATORIO

FASE DE ROTURA: TOMA DE DATOS

ENSAYO DIAMETRAL (tipo d)	ENSAYO AXIAL (tipo a)	ENSAYO DE BLOQUE (tipo b) Y FRAGMENTOS IRREGULARES (tipo i)	
			

INDICE DE CARGA PUNTUAL $Is_{(60)} = F \cdot Is$, siendo F un factor de corrección cuyo valor $F=(D_e/50)^{0,45}$

Tolernacias dimensionales

REFERENCIA	D (mm)	A (mm²)	De (mm²)	W (mm)	$W_{t.1}$ (mm)	$W_{t.2}$ (mm)	$W_{z.1}$ (mm)	$W_{z.2}$ (mm)
M 1.01	41.100	1535.085	44.210	37.350	37.970	31.420	38.120	41.890
M 1.02	27.540	1386.570	42.017	50.348	61.930	48.950	41.820	48.690
M 1.03	50.410	4445.280	75.232	88.183	104.500	74.940	97.950	75.340
M 1.04	34.490	2510.268	56.535	72.783	80.410	71.680	73.230	65.810
M 1.05	43.160	2618.625	57.742	60.673	73.680	63.340	54.100	51.570
M 1.06-B	18.300	793.763	31.791	43.375	47.150	42.660	42.380	41.310
M 1.07	26.100	1387.346	42.029	53.155	60.420	57.020	50.280	44.900
M 1.08	33.790	2041.338	50.981	60.413	62.690	57.260	65.130	56.570
M 2.01	58.220	2791.503	59.617	47.948	49.640	43.200	53.300	45.650
M 2.02	-	-	-	-	-	-	-	-
M 2.03	20.010	720.710	30.292	36.018	39.110	31.230	39.860	33.870
M 2.04	19.150	939.499	34.586	49.060	58.670	38.310	44.100	55.160
M 2.05	32.620	1507.696	43.814	46.220	54.940	27.170	61.150	41.620
M 2.06	36.060	2757.598	59.254	76.473	62.060	100.310	82.430	61.090
M 3.01-A	24.170	1152.305	38.303	47.675	53.120	53.120	42.230	42.230
M 3.01-B	14.920	755.549	31.016	50.640	51.660	51.660	49.620	49.620
M 3.01-C	26.060	2186.825	52.767	83.915	84.820	84.820	83.010	83.010
M 1.06-A-A	29.270	2236.228	53.360	76.400	76.530	76.530	76.270	76.270
M 1.06-A-B	49.420	3360.807	65.415	68.005	85.660	85.660	50.350	50.350
M 1.06-A-C	38.000	2450.810	55.861	64.495	44.580	44.580	84.410	84.410
M 3.02	61.100	4373.691	74.624	71.583	64.200	78.640	64.150	79.340
M 3.03	35.800	2205.549	52.992	61.608	70.510	54.170	66.680	55.070

F	P (KN)	P (N)	Is (Mpa)	$Is_{(50)}$ (Mpa)	RCS (Mpa)
0.946	4.017	4017	2.055	1.945	44.724
0.925	5.051	5051	2.861	2.646	60.850
1.202	9.197	9197	1.625	1.953	44.917
1.057	11.450	11450	3.582	3.786	87.078
1.067	3.200	3200	0.960	1.024	23.552
0.816	4.529	4529	4.481	3.655	84.068
0.925	0.341	341	0.193	0.179	4.106
1.009	4.200	4200	1.616	1.630	37.493
1.082	8.141	8141	2.291	2.479	57.022
-	-	-	-	-	-
0.798	5.437	5437	5.925	4.729	108.763
0.847	4.067	4067	3.400	2.880	66.247
0.942	2.800	2800	1.459	1.374	31.612
1.079	6.780	6780	1.931	2.084	47.941
0.887	4.730	4730	3.224	2.860	65.771
0.807	3.480	3480	3.617	2.918	67.114
1.025	1.560	1560	0.560	0.574	13.202
1.030	4.561	4561	1.602	1.649	37.938
1.129	4.886	4886	1.142	1.289	29.638
1.051	14.330	14330	4.592	4.827	111.024
1.197	6.724	6724	1.207	1.446	33.255
1.027	13.595	13595	4.841	4.970	114.299

VELOCIDAD DE CARGA ADECUADA PARA LLEGAR A LA CARGA DE ROTURA ENTRE 10 Y 60 s.

VALOR MEDIO DE Is :	2.532

VALOR MEDIO DE $Is_{(50)}$:	2.424

VALOR MEDIO DE RCS:	55.743

OBSERVACIONES:

La muestra 2.02 obtuvo una rotura anómala, por lo que su rotura no se tendrá en cuenta en la toma de datos para la caracterización del macizo. Las muestras 3.01 y 1.06-A, por su gran tamaño tuvieron que divisirse para poder enseyarse, lo que dio lugar a las muestras 3.01-A,3.01-B y 3.01-C, asi como a las muestras 1.06-A-A, 1.06-A-B y 1.06-A-C

Laborante

Fdo: Sara Canet Sánchez

Técnico Responsable del Ensayo (GTL)

Fdo: Carlos Hidalgo Signes

6. TABLA RESUMEN PROPIEDADES ELEMENTALES

PROPIEDADES ELEMENTALES DE LAS ROCAS.

Determinación de la Densidad y Porosidad de una roca

PROCEDIMIENTO DE LABORATORIO

Pesadas en gramos (g) *Precición 0,1 g* *Volumen en cm3*	**Muestra 1.01**	**Muestra 1.02**	**Muestra 1.03**	**Muestra 1.04**	**Muestra 1.05**	**Muestra 1.06**	**Muestra 1.07**	**Muestra 1.08**	**VALOR MEDIO**
PESO ESPECIFICO APARENTE	2.70	2.69	2.63	2.66	2.66	2.63	2.66	2.69	**2.67**
PESO ESPECIFICO SECO	2.69	2.67	2.59	2.63	2.64	2.60	2.64	2.68	**2.64**
ABSORCIÓN (%)	0.2	0.7	1.5	1.0	0.8	1.1	0.9	0.4	**0.82**
POROSIDAD EFICAZ (%)	0.6	1.9	3.8	2.5	2.1	2.8	2.5	1.1	**2.17**
POROSIDAD TOTAL (%)	0.0	0.9	3.7	2.1	1.8	3.2	1.9	0.4	**1.73**

Pesadas en gramos (g) *Precición 0,1 g* *Volumen en cm3*	**Muestra 2.01**	**Muestra 2.02**	**Muestra 2.03**	**Muestra 2.04**	**Muestra 2.05**	**Muestra 2.06**	**VALOR MEDIO**
PESO ESPECIFICO APARENTE	**2.67**	2.66	2.69	2.62	2.66	2.66	**2.66**
PESO ESPECIFICO SECO	**2.66**	2.64	2.67	2.58	2.64	2.63	**2.64**
ABSORCIÓN (%)	**0.7**	0.7	0.7	1.7	0.9	0.8	**0.93**
POROSIDAD EFICAZ (%)	**1.7**	1.9	2.0	4.3	2.4	2.2	**2.43**
POROSIDAD TOTAL (%)	**1.3**	1.7	0.9	4.1	1.8	2.1	**1.98**

Pesadas en gramos (g) *Precición 0,1 g* *Volumen en cm3*	**Muestra 3.01**	**Muestra 3.02**	**Muestra 3.03**	**VALOR MEDIO**
PESO ESPECIFICO APARENTE	2.66	2.49	2.65	**2.60**
PESO ESPECIFICO SECO	2.64	2.41	2.62	**2.56**
ABSORCIÓN (%)	0.7	3.24	1.1	**1.68**
POROSIDAD EFICAZ (%)	1.8	7.83	2.9	**4.18**
POROSIDAD TOTAL (%)	1.92	10.24	2.4	**4.86**

PROPIEDADES ELEMENTALES DE LAS ROCAS

Determinación de la Densidad y Porosidad de una roca

PROCEDIMIENTO DE LABORATORIO

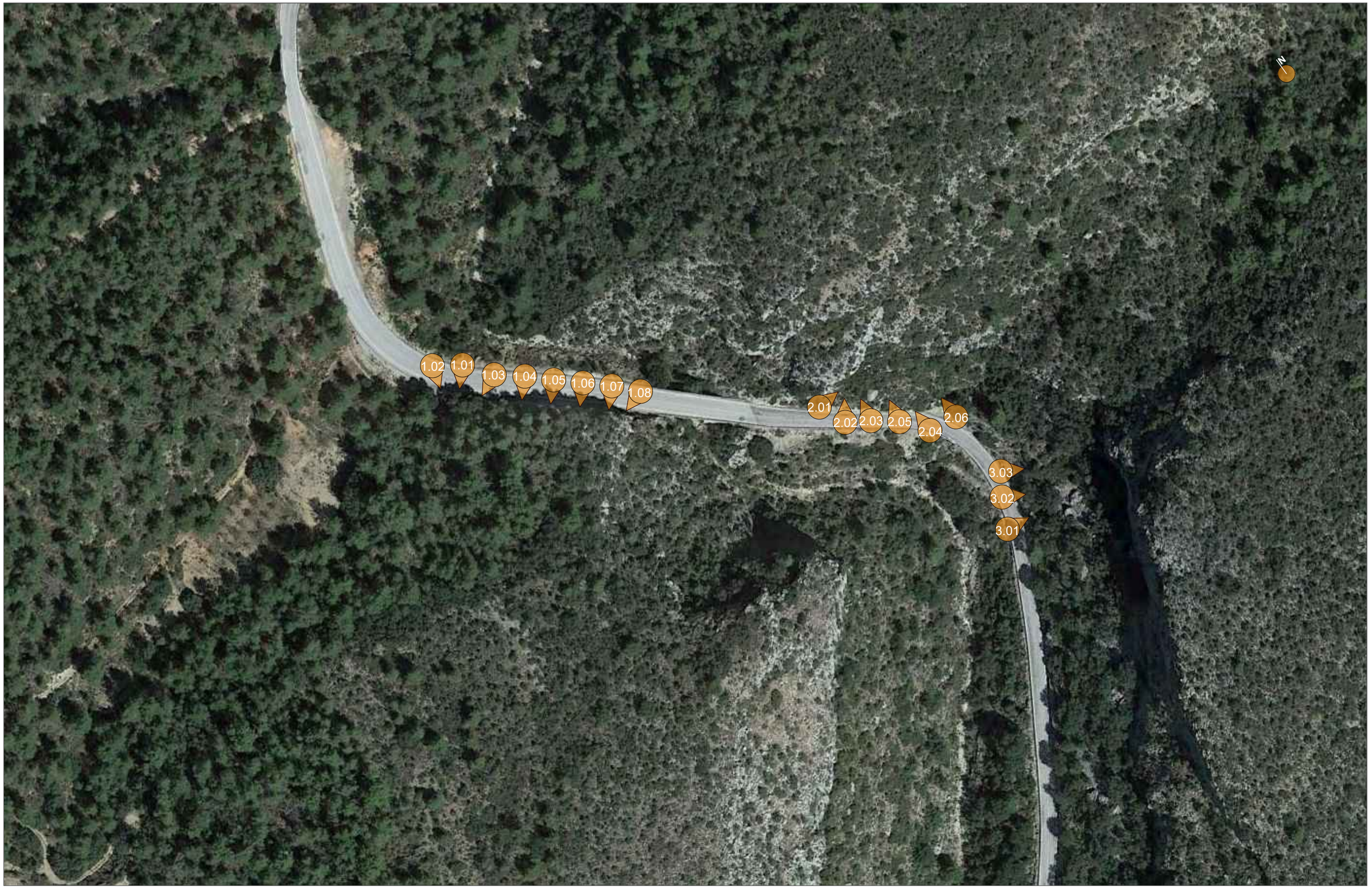
Pesadas en gramos (g) *Precición 0,1 g* *Volumen en cm3*	**Muestra 1.01**	**Muestra 1.02**	**Muestra 1.03**	**Muestra 1.04**	**Muestra 1.05**	**Muestra 1.06**	**Muestra 1.07**	**Muestra 1.08**	**VALOR MEDIO**
HUMEDAD NATURAL (W %)	0.21	0.72	1.48	0.95	0.78	0.99	0.94	0.42	0.81

Pesadas en gramos (g) *Precición 0,1 g* *Volumen en cm3*	**Muestra 2.01**	**Muestra 2.02**	**Muestra 2.03**	**Muestra 2.04**	**Muestra 2.05**	**Muestra 2.06**	**VALOR MEDIO**
HUMEDAD NATURAL (W %)	0.66	0.73	0.74	1.67	0.92	0.84	0.93

Pesadas en gramos (g) *Precición 0,1 g* *Volumen en cm3*	**Muestra 3.01**	**Muestra 3.02**	**Muestra 3.03**	**VALOR MEDIO**
HUMEDAD NATURAL (W %)	0.69	3.24	1.09	1.68

7. LUGAR DE TOMA DE MUESTRAS PARA EL LABORATORIO

En campo, las muestras que se ensayaron en laboratorio se tomaron de los siguientes puntos de los taludes de referencia.



UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA	SARA CANET SÁNCHEZ	SEPTIEMBRE 2019	TOMA DE MUESTRAS PARA EL LABORATORIO	ESTUDIO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO Y DE ESTABILIDAD DE LOS TALUDES DEL TRAMO PK-22+500 A PK-23+500 DE LA CV-345 (VALENCIA)
Organismo	Autor	Fecha	Plano	Proyecto

8. REPORTAJE FOTOGRÁFICO

A continuación, se adjunta el plano del reportaje fotográfico de los ensayos realizados en laboratorio.

Inmersión de las muestras del talud 1, para la saturación de sus poros.

Inmersión de las muestras del talud 2, para la saturación de sus poros.

Inmersión de las muestras del talud 3, para la saturación de sus poros.

Balanza de pesado sumergida.

Balanza de pesado en laboratorio.

Muestra 3.01 con los poros saturados y la superficie húmeda.

Muestra 3.01 con los poros saturados y la superficie seca.

Lavado de las muestras para el eliminado de las impurezas.

Vista general de los rellenos recogidos en campo.

Tamizado de los rellenos obtenidos en campo, para la separación de los finos.

Agregado de humedad por medio de pulverización de agua a los rellenos.

Ensayo de plasticidad de los rellenos.

Elaboración del ensayo de plasticidad.

Elaboración del ensayo de plasticidad.

Rellenos tomados en campo después de los ensayos de plasticidad.

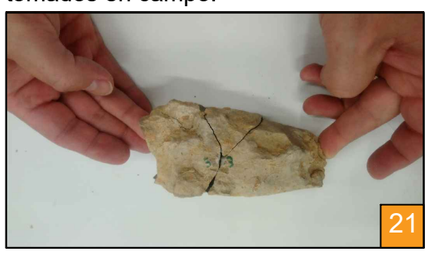
Lavado de los finos de los rellenos tomados en campo.

Lavado de los finos de los rellenos tomados en campo.

Toma de medidas para el ensayo a carga puntual con un pie de rey.

Maquinaria para el ensayo de carga puntual.

Rotura tras el ensayo de carga puntual.



Muestra tras la rotura por carga puntual en la zona central.

Rotura de las muestras con dificultad de meter en la máquina de ensayos.

Muestra 3.01 con calcita en su interior.

Muestra 1.06-A con calcita en su interior.

Vista general de las rocas después de la rotura.

ANEJO 3:
GEOLOGÍA Y GEOTECNIA

Índice

1. INTRODUCCIÓN 4
2. ESTACIONES GEOMECÁNICAS 5
3. ENTORNO GEOLÓGICO 7
4. PROYECCIÓN ESTEREOGRÁFICA 9
4.1 POLOS DE LOS PLANOS DE DISCONTINUIDAD DE LOS TALUDES 9
4.1.1 TALUD 1 10
4.1.2 TALUD 2 11
4.1.3 TALUD 3 12
4.2 CONJUNTO DE POLOS REPRESENTATIVOS DE LOS PLANOS DE DISCONTINUIDAD DE LOS TALUDES 13
4.2.1 TALUD 1 14
4.2.2 TALUD 2 15
4.2.3 TALUD 3 16
4.3 CONJUNTO DE FAMILIAS REPRESENTATIVAS PLANOS DE DISCONTINUIDAD DE LOS TALUDES 17
4.3.1 TALUD 1 18
4.3.2 TALUD 2 19
4.3.3 TALUD 3 20
4.4 CLASE DE ROTURA OBSERVADA EN LOS TALUDES 21
4.4.1 ROTURA PLANAR 21
4.4.2 ROTURA POR CUÑAS 22
4.4.3 ROTURA POR VUELCO 23
5. CALCULO CON EL PROGRAMA SLIDE 24
5.1 DATOS INTRODUIOS EN EL PROGRAMA 24
5.2 RESULTADOS OBTENIDOS 25

1. INTRODUCCIÓN

En este anejo se adjunta todo lo relacionado con la geología y la geotecnia que se ha usado para la elaboración de este estudio.

2. ESTACIONES GOEMECÁNICAS

En campo se ha llevado a cabo el estudio de 3 taludes, a continuación, se adjuntan sus fichas de caracterización.

ESTACIONES GEOMECÁNICAS. DATOS DE CAMPO					
ESTACIÓN:	**1**	**LUGAR:**	**Carretera CV-345**	**FECHA:**	**feb-19**

DESCRIPCIÓN DEL MACIZO	
LITOLOGIA	Roca caliza
TEXTURA	Textura rugosa
ESPERSOR DE LOS ESTRATOS	se llevo a cabo para cada discontinuidad
DIÁMETRO DE LOS BLOQUES CAIDOS	200 cm de media a pie del talud
OBSERVACIONES	

RESISTENCIA A COMPRESIÓN SIMPLE DE LA ROCA INTACATA	se lleva a cabo en laboratorio
SEPARACIÓN ENTRE DIACLASAS	Pequeña
GRADO DE METEORIZACIÓN	Medio
PRESENCIA DE AGUA	No se detectó presencia de agua
TIPO DE EXCAVACIÓN	En caso de excavar seria en roca
DIRECCIÓN DE BUZAMIENTO DEL TALUD	321
BUZAMIENTO DEL TALUD	46

ESTACIONES GEOMECÁNICAS. DATOS DE CAMPO					
ESTACIÓN:	**2**	**LUGAR:**	**Carretera CV-345**	**FECHA:**	**feb-19**

DESCRIPCIÓN DEL MACIZO	
LITOLOGIA	Roca caliza
TEXTURA	Textura rugosa
ESPERSOR DE LOS ESTRATOS	se llevo a cabo para cada discontinuidad
DIÁMETRO DE LOS BLOQUES CAIDOS	100 cm de media a pie del talud
OBSERVACIONES	

RESISTENCIA A COMPRESIÓN SIMPLE DE LA ROCA INTACATA	se lleva a cabo en laboratorio

SEPARACIÓN ENTRE DIACLASAS	Pequeña

GRADO DE METEORIZACIÓN	Medio

PRESENCIA DE AGUA	No se detectó presencia de agua

TIPO DE EXCAVACIÓN	En caso de excavar seria en roca

DIRECCIÓN DE BUZAMIENTO DEL TALUD	326

BUZAMIENTO DEL TALUD	80

ESTACIONES GEOMECÁNICAS. DATOS DE CAMPO					
ESTACIÓN:	**3**	**LUGAR:**	**Carretera CV-345**	**FECHA:**	**feb-19**

DESCRIPCIÓN DEL MACIZO	
LITOLOGIA	Roca caliza
TEXTURA	Textura rugosa
ESPERSOR DE LOS ESTRATOS	se llevo a cabo para cada discontinuidad
DIÁMETRO DE LOS BLOQUES CAIDOS	100 cm de media a pie del talud
OBSERVACIONES	

RESISTENCIA A COMPRESIÓN SIMPLE DE LA ROCA INTACATA	se lleva a cabo en laboratorio

SEPARACIÓN ENTRE DIACLASAS	Pequeña

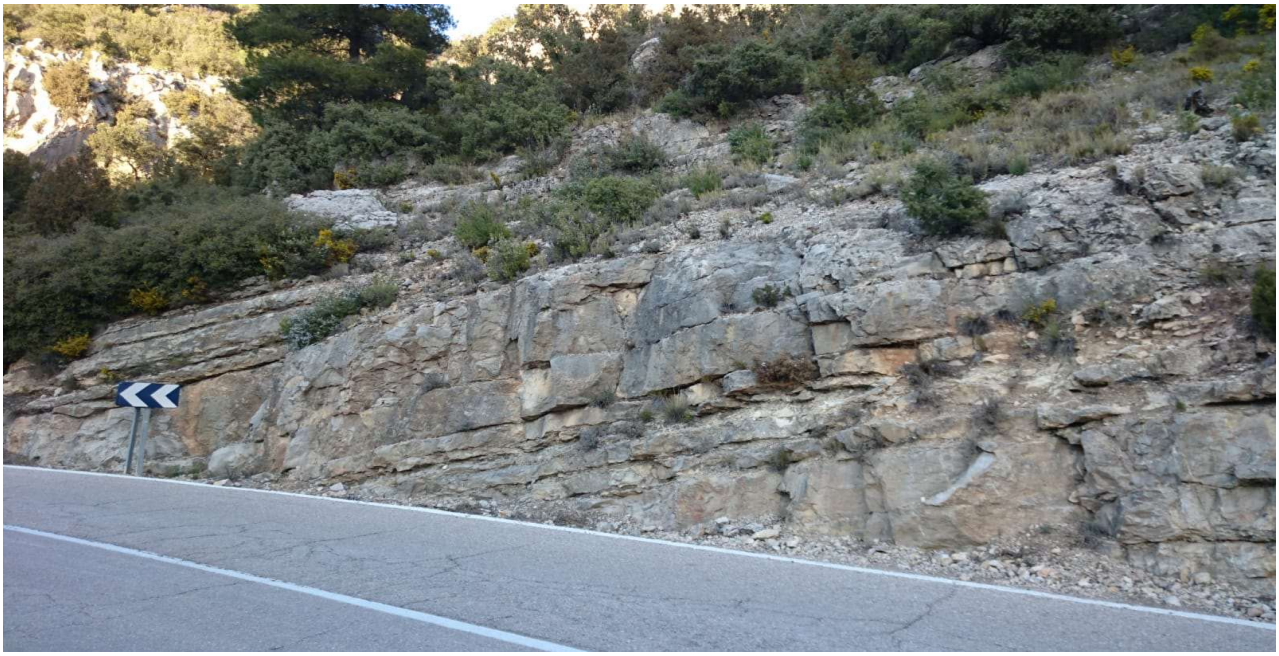
GRADO DE METEORIZACIÓN	Medio

PRESENCIA DE AGUA	No se detectó presencia de agua

TIPO DE EXCAVACIÓN	En caso de excavar seria en roca

DIRECCIÓN DE BUZAMIENTO DEL TALUD	25

BUZAMIENTO DEL TALUD	75



3. ENTORNO GEOLÓGICO

A continuación, se adjuntan los mapas de la MAGNA 50, la hoja de Alpuente correspondiente a nuestra zona de estudio.

MAPA GEOLÓGICO DE ESPAÑA

Escala 1:50.000

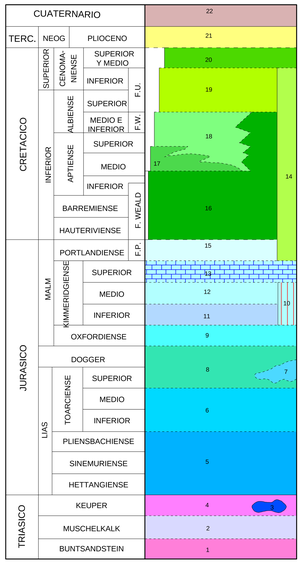
Instituto Geológico
y Minero de España

ALPUENTE

638

27-25

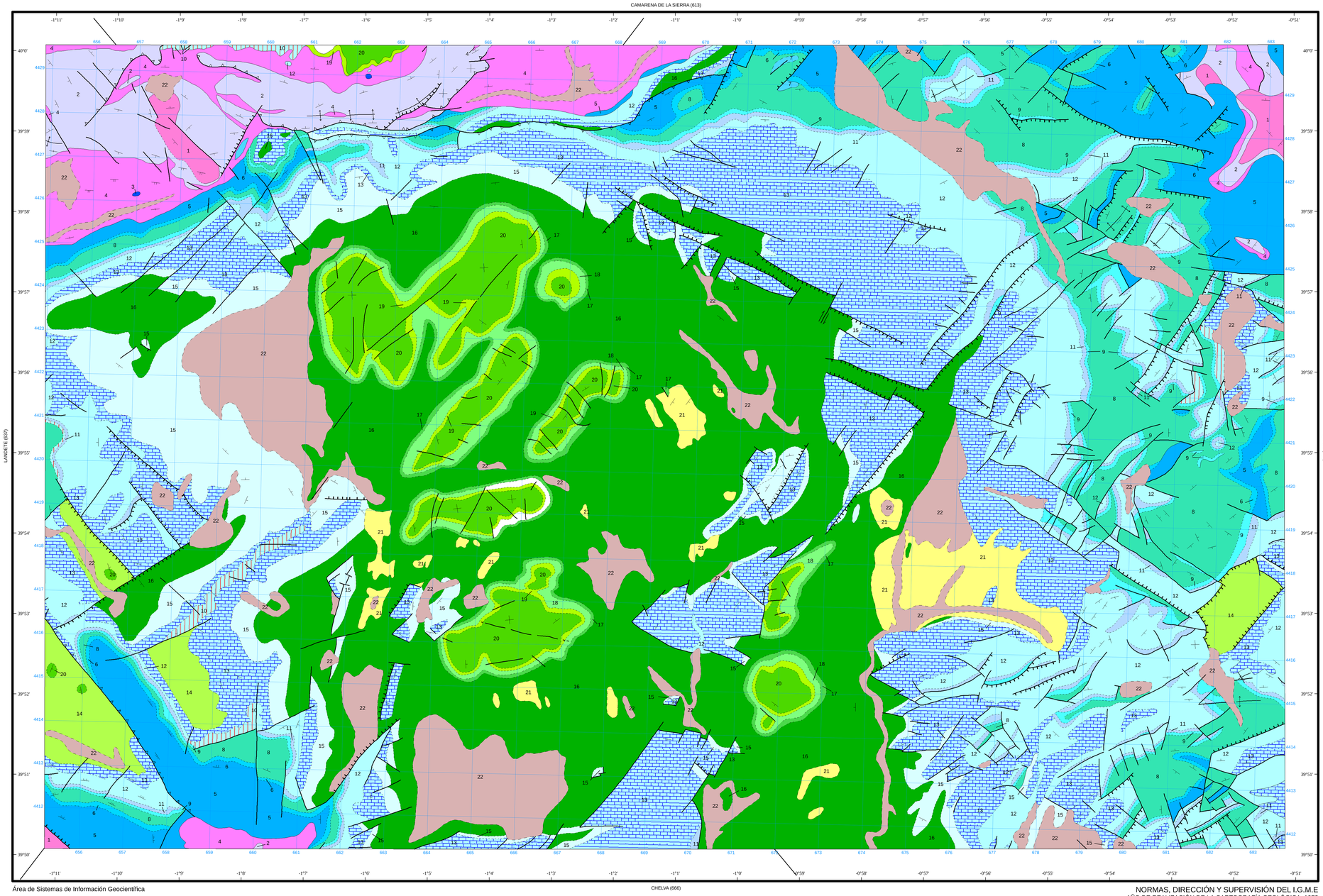
LEYENDA



22 Aluviones y fondos de valles indiferenciados
21 Conglomerados de cantos calcáreos y matriz arenosa
20 Calizas con intercalaciones de calizas arenosas
19 Areniscas, conglomerados con caolín
18 Areniscas y areniscas arcillosas versicolores
17 Margas y calizas margosas y calizas arenosas
16 Areniscas, arcillas arenosas con intercalaciones de calizas arenosas y niveles de lignito
15 Alternancia de calizas oolíticas pisolíticas
14 Calizas pisolíticas, areniscas y arcillas y margas
13 Calizas oolíticas y pisolíticas
12 Alternancia de calizas microcristalinas y calizas margosas microcristalinas
11 Margas arcillosas con intercalaciones calizas
10 Margas arcillosas, calizas microcristalinas y margas
9 Calizas cristalinas con espongiarios y alternancias de calizas margosas
8 Calizas y calizas dolomíticas con silex
7 Tobas volcánicas
6 Margas arcillosas y calizas
5 Dolomías y calizas dolomíticas
4 Arcillas versicolores y calizas margosas
3 Ofitas
2 Dolomías y calizas margosas
1 Conglomerados, areniscas y arcillas

SIMBOLOS CONVENCIONALES

- Contacto concordante
- Contacto discordante
- Falla conocida
- Falla con indicación de hundimiento
- Falla inversa
- Sinclinal
- Fotogeología 15-30
- Estratificación subhorizontal
- Contacto concordante supuesto
- Contacto mecánico
- Falla supuesta
- Falla con indicación de movimiento dextrógira
- Anticlinal
- Fotogeología 0-15
- Fotogeología 30-60
- Estratificación subvertical



Área de Sistemas de Información Geocientífica

Escala 1:50.000

1.000 m. 0 1 2 3 4 5 Km.

Proyección y Cuadrícula UTM. Elipsoide Internacional. Huso 30

NORMAS, DIRECCIÓN Y SUPERVISIÓN DEL I.G.M.E

AÑO DE REALIZACIÓN DE LA CARTOGRAFÍA GEOLÓGICA: 1973

Autores : M. Iglesias Ponce de L. (I.T.G.E.)
J. Rubio (I.T.G.E.)
Colaboración : F. Ortí Cabo (Univ. de Barcelona)
Dirección y supervisión : I.G.M.E.

INSTITUTO GEOLOGICO
Y MINERO DE ESPAÑA
RIOS ROSAS, 23 · MADRID-3

SERVICIO DE PUBLICACIONES
MINISTERIO DE INDUSTRIA

IGME

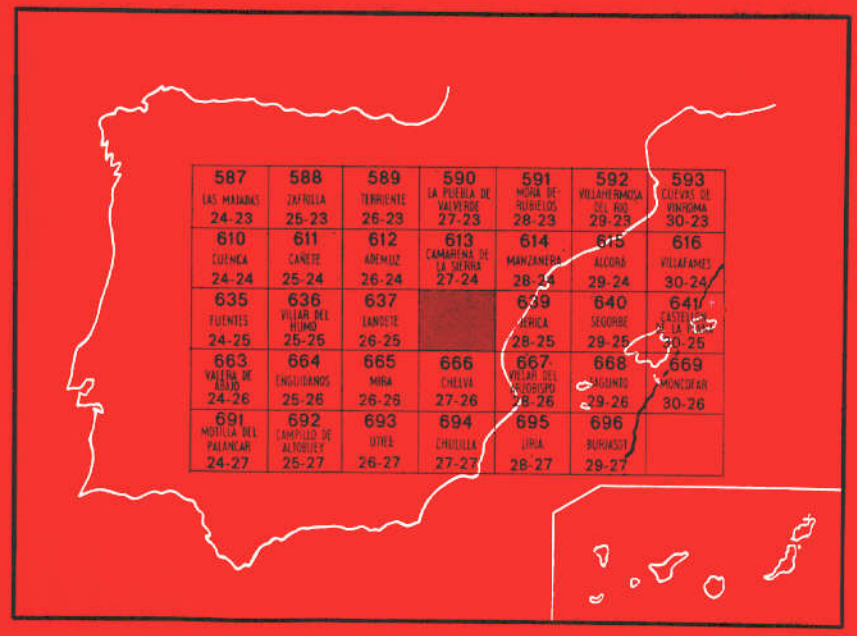
638
27-25

MAPA GEOLOGICO DE ESPAÑA

E. 1:50.000

ALPUENTE

Segunda serie - Primera edición



INSTITUTO GEOLOGICO Y MINERO DE ESPAÑA

MAPA GEOLOGICO DE ESPAÑA

E. 1:50.000

ALPUENTE

Segunda serie - Primera edición

SERVICIO DE PUBLICACIONES
MINISTERIO DE INDUSTRIA

La presente Hoja y Memoria han sido realizadas por GEOTEHIC, S. A., con normas, dirección y supervisión del IGME, habiendo intervenido en las mismas los siguientes técnicos superiores:

F. González Lodeiro, M. Iglesias Ponce de León y J. Rubio Novas.
Dirección del Proyecto: F. García Salinas.
Coordinación: J. Abril Hurtado.
Colaboración: F. Ortí Cabo (Departamento de Petrología de la Universidad de Barcelona), en el estudio del Triásico y Jurásico.

INFORMACION COMPLEMENTARIA

Se pone en conocimiento del lector que en el Instituto Geológico y Minero de España existe para su consulta una documentación complementaria de esta Hoja y Memoria, constituida fundamentalmente por:

— muestras y sus correspondientes preparaciones,
— informes petrográficos, paleontológicos, etc., de dichas muestras,
— columnas estratigráficas de detalle con estudios sedimentológicos.
— fichas bibliográficas, fotografías y demás información varia.

Servicio de Publicaciones - Claudio Coello, 44 - Madrid-1

Depósito Legal: M - 28.146 - 1975

Imprenta IDEAL - Chile, 27 - Teléf. 259 57 55 - Madrid-16

1 INTRODUCCION

El estudio geológico de la Hoja de Alpuente núm. 638 (27-25), ha sido realizado por GEOTEHIC, S. A., con normas, supervisión y dirección de la División de Geología del IGME y por encargo de este Organismo.

Los autores consultados fundamentalmente han sido HUMBERT (1962), BATALLER (1963), FONOLLA et al. (1973), ASSENS et al. (1973) y ORTI CABO (1973).

Ha participado en la elaboración de la Hoja el personal que a continuación se relaciona:

Dirección del proyecto: FERNANDO GARCIA SALINAS.

Coordinación: JOSE ABRIL HURTADO.

Trabajo de campo y gabinete: FRANCISCO GONZALEZ LODEIRO, MOISES IGLESIAS PONCE DE LEON y JAVIER RUBIO NAVAS.

Colaboración: F. ORTI CABO (Departamento de Petrología, Universidad de Barcelona), en el estudio del Triásico y Jurásico.

2 ESTRATIGRAFIA

2.1 TRIASICO

El Triásico de la Hoja de Alpuente presenta los tres tramos clásicos del tipo germánico, los cuales están ampliamente desarrollados en toda la

Cordillera Ibérica. Los afloramientos son escasos, reduciéndose a uno principal, el de Arcos de las Salinas, que ocupa el ángulo NO. de la Hoja, formando parte de la gran transversal triásica que se desarrolla con traza OSO.-ENE. entre Santa Cruz de Moya y Albentosa, y a otros de menor importancia que se sitúan en el ángulo NE. de la Hoja, al S. del Paraíso Alto, y en el ángulo SO. de la Hoja.

La mayor superficie cartográfica es ocupada por el Keuper, y en segundo lugar por el Muschelkalk. El Buntsandstein aparece sólo en tres lugares dentro de la Hoja de Alpuente. La estructura de los afloramientos triásicos es del tipo anticlinal diapírico muy complejo, y presenta en algunas localidades una marcada vergencia hacia el S.-SE., siendo además frecuentes las escamas de Muschelkalk cabalgando al Keuper o inyectadas en él.

2.1.1 BUNTSANDSTEIN (T_{G1})

En la región de estudio presenta tres tramos principales: conglomerados basales, lutitas y areniscas intermedias y areniscas superiores. Existe además una facies Röt muy tenuemente desarrollada en el ángulo NE. de la Hoja.

Los conglomerados basales son observables al O. de las Caídas del Turia (ángulo SO. de la Hoja de Alpuente), prolongándose ampliamente en la Hoja de Landete. En este punto los conglomerados son heterométricos y poligénicos, siendo no obstante dominantes los cantos de cuarzo. La potencia de este tramo no puede fijarse al no aparecer la base del mismo en el lugar de referencia.

Las lutitas y areniscas intermedias constituyen un potente paquete alternante, visible en su totalidad al O. de las Caídas del Turia. En el afloramiento del NO. de la Hoja de Alpuente sólo es observable la parte superior de dicho tramo. Se compone de bancos de arcillas y arcillitas rojas potentes que alternan con capas de arenas y areniscas, de espesores inferiores a los de aquéllas. Las areniscas son frecuentemente arcillosas y hojosas, presentando tonalidades rojas y blancas. Los granos son dominantemente de tamaño fino y están acompañados de minerales micáceos, particularmente de moscovita. El espesor del tramo es de unos 200 m.

Las areniscas superiores constituyen un conjunto de unos 60 m. de potencia de capas de tonos fundamentalmente rojos y blancos, en gruesos bancos con estratificación normal y entrecruzada. El grano es de cuarzo, de tamaño fino a medio y ocasionalmente grueso, intercalándose más raramente hiladas de microconglomerados. La matriz es arcillosa y su presencia parece disminuir paulatinamente hacia el techo del tramo. Son frecuentes las laminaciones limoníticas y las aureolas de oxidación de hierro. Ocasionalmente se presentan trazas de «burrows», «ripples de oleaje», y en las bases de los bancos, clastos arcillosos. En el techo del tramo y por debajo de los primeros carbonatos del Muschelkalk son frecuentes los enriquecimientos

en hierro dentro de las areniscas, en forma de pequeños núcleos e incluso localmente como costra ferruginosa de tono pardo-negro de 1 a 4 cm. de espesor, lo cual indica una discontinuidad sedimentaria. Inferiormente a esta costra algún banco de arenisca presenta enriquecimientos en sílice, llegando a desarrollar nódulos de tendencia arriñonada y estratiforme.

La facies Röt, como techo de estos materiales del Buntsandstein, está totalmente ausente en el afloramiento del NO. de la Hoja, y ello es también observable en la pequeña franja que con traza S.-N. se presenta al E. de La Olmeda, dentro ya de la Hoja de Landete. Sin embargo, al E. de la Hoja que nos ocupa, en el afloramiento situado al S. del Paraíso Alto, y en el más amplio de ese mismo poblado, la transición de las areniscas superiores a los carbonatos se realiza mediante 10-15 m. de arcillitas rojas alternantes con finas capas de areniscas. Al E. de la Hoja de Alpuente, en la Hoja de Jérica, las lutitas rojas de la facies Röt están ya perfectamente desarrolladas y alcanzan potencias póximas a los 25 m.

2.1.2 MUSCHELKALK (T_{G2})

Está constituido en la Hoja de Alpuente por dos tramos litológicos bien diferenciados. El inferior es totalmente dolomítico, microcristalino y de tono oscuro. La estratificación es muy fina hacia la base (2-10 cm.) y perfectamente recta, mientras que hacia el techo las juntas son onduladas y las capas algo más gruesas (10-20 cm.). Este paquete es prácticamente azoico y parece propio de un ambiente marino evaporítico extraordinariamente somero. Es muy compacto y aflora en las charnelas replegadas de los núcleos de los anticlinales triásicos, así como en escamas deslizadas en el Keuper. Su potencia no puede ser medida con exactitud en ningún punto a causa de la complejidad tectónica y puede estimarse en 60-70 m.

El tramo superior es más calcáreo-margoso y fácilmente erosionable. En las escamas inyectadas en el Keuper este tramo ha desaparecido por laminación. Su potencia puede medirse al N. del ángulo NE. de la Hoja de Alpuente, en Paraíso Bajo, y es de unos 60 m. Los carbonatos son principalmente micritas de tonos azulados y grisáceos, que intercalan ocasionalmente finas hiladas bioclásticas. La estratificación es más variada que en el tramo inferior, pasando de bandeados milimétricos hasta bancos de varios metros de potencia. Son frecuentes las trazas de «burrows» («Fucoides»), y los aspectos nodulares y grumosos de las capas. Localmente se intercalan laminaciones limoníticas. Los lechos margosos, hojosos y nodulares son muy frecuentes. Determinados niveles calcáreos contienen gasterópodos, bivalvos mal conservados, fragmentos de crinoides y ostrácodos.

Los 10 m. superiores de este tramo son margas arcillosas finamente hojosas, de tonos claros, que hacen tránsito a los materiales basales del Keuper. Este tramo superior tiene mayor interés faunístico que el inferior

y es más claramente marino. No obstante, las frecuentes intercalaciones de niveles laminados, que pueden considerarse como propios de sedimentos de zona supralitoral, indican la escasa profundidad del medio, sin llegarse a presentar en ningún momento sedimentos continentales. Dentro de este tramo y en las micritas fosilíferas se ha encontrado fauna de ostrácodos, gasterópodos y equinodermos.

En el corte del anticlinal triásico de la carretera de Losilla a Puebla de San Miguel se intercala en el Muschelkalk algún nivel margoarcilloso rojo, de 1 m. de potencia, de posición estratigráfica imprecisa. Todos los reconocimientos practicados no han podido descubrir indicios de un supuesto «tramo rojo intermedio» de Muschelkalk, el cual no obstante se acepta en la bibliografía como existente en la región de Arcos de las Salinas-Chelva (HUMBERT, 1962, y STASSE, 1959), por lo que nos inclinamos a pensar que, al menos para la Hoja de Alpuente, se trata únicamente de confusiones con los materiales rojos del Keuper.

2.1.3 KEUPER (T_{G3})

Los materiales que componen al Keuper de la región en estudio pueden dividirse en cinco formaciones, las cuales han sido formalmente definidas como unidades litoestratigráficas por F. ORTI (1973). Haremos aquí una breve descripción de las mismas, utilizando una nomenclatura simplificada. Debe advertirse, no obstante, que los afloramientos de la Hoja de Alpuente no permiten practicar, como en otros lugares del Levante español, cartografías individualizando los diferentes tramos. Estos corresponden a las siguientes formaciones, de moderno a antiguo:

a) *Yesos superiores (Yesos de Ayora, K_5)*

Constituyen un conjunto de bancos de yeso de tonos claros y oscuros, explotables, cuya potencia en Las Rinconadas (al O. del ángulo NO. de la Hoja de Alpuente) puede estimarse en 20-25 m. En el techo hace tránsito relativamente brusco a las dolomías de la base del Lías.

b) *Arcillas yesíferas (Arcillas yesíferas de Quesa, K_4)*

Están formadas por un conjunto caótico, con ausencia casi total de estratificación. Las arcillas son predominantemente rojas, estando los yesos enclavados en ellas. Presentan como características las texturas traveculares y nodulares. La potencia dentro de la Hoja puede estimarse en unos 50 m., aunque suelen estar muy laminadas por la tectónica diapírica.

c) *Arcillas rojas (Arcillas de Cofrentes, K_3)*

Se trata de un paquete de arcillas y arcillitas de tono rojo fuerte, sobre

las que se instalan erosiones en «bad-lands», resultando inconfundible esta formación sobre el terreno. En la Hoja su potencia puede estimarse en 30 m. Intercalaciones calcáreas con gasterópodos y bivalvos rompen hacia la base la uniformidad litológica.

d) *Areniscas (Areniscas de Manuel, K_2)*

Esta formación está muy pobremente desarrollada en la Hoja, donde alcanza 25 m. de potencia, siendo muy difícil su reconocimiento a causa de la distorsión tectónica y del mínimo desarrollo que alcanzan los niveles detríticos. Por el contrario, hacia el S., en las poximidades de Calles (Hoja de Chelva) llegan a tener los 50 m. Esta formación presenta superiormente un término detrítico compuesto por bancos de areniscas y arenas de tonos dominantemente rojos y en algunos casos blancos, en presencia de una matriz arcillosa más o menos abundante, rica en moscovita. Estos bancos presentan frecuentemente estratificación cruzada a escala macro y micro, ripples y estructuras sedimentarias de los tipos «flute casts», «groove casts», «load casts», «burrows», «mud cracks», etc., experimentando rápidas variaciones laterales en su potencia. Entre estos bancos se intercalan arcillas rojas. Hacia la base van desapareciendo progresivamente las areniscas, presentándose en su lugar capas de margas, calizas margosas o dolomíticas, niveles limoníticos y ocasionalmente algún banco de yeso. En las capas calcáreo-margosas existen gasterópodos y más frecuentemente bivalvos inclasificables.

e) *Arcillas y yesos inferiores (Arcillas y yesos de Jarafuel, K_1)*

El techo de esta formación viene marcado por la aparición casi repentina de bancos de yeso en la base del término inferior de las areniscas (K_2). Está constituida por una alternancia irregular de bancos de arcillas y de yeso, que intercalan ocasionalmente niveles limoníticos y bancos de dolomías y calizas dolomíticas que excepcionalmente incluyen pequeños bivalvos. Tanto hacia la base como hacia el techo, está ausente el carácter yesífero, que alcanza su máximo desarrollo en el centro de la formación. Esta contiene intercalaciones de halita que han sido explotadas por evaporación en Arcos de las Salinas. En la Hoja alcanza esta formación una potencia de unos 200 m., y es la que ocupa mayor superficie cartográfica. Presenta igualmente enclaves de ofitas.

2.2 JURASICO

2.2.1 LIAS

2.2.1.1 **Lías Inferior y Medio** (J_{11-13})

Presenta el Lías en la Hoja de Alpuente una potencia máxima entre 300

y 215 m., siendo difícil la observación de los tramos inferiores a causa de los contactos mecánicos con el Keuper. El tramo superior ha sido estudiado al inicio de la pista que transcurre por el barranco Largo, al norte de Abejuela, comprendiendo los 80 m. superiores de la serie. Los tramos inferiores han sido estudiados en la zona de Bercolón (ángulo SO. de la Hoja), en donde se presenta un corte de unos 300 m. sin fracturas aparentes, excepto en la base, en donde el contacto con el yacente constituido por los conglomerados y arcillas rojas del Buntsandstein está mecanizado. Se han distinguido de muro a techo los siguentes tramos:

a) *Dolomías basales*

Se trata de bancos dolomíticos, azoicos, micro y criptocristalinos, de espesores variables (19-60 cm.), con juntas de estrato muy rectas y que pueden confundirse con el tramo inferior del Muschelkalk. La potencia no puede precisarse y debe estar comprendida entre los 12-25 m. Estos niveles están presentes en disposición vertical al E. de Las Rinconadas, en la proximidad al límite de la Hoja de Alpuente por el ángulo NO., donde hacen contacto con los yesos superiores (K_5) del Keuper.

b) *Dolomías oquerosas (carniolas)*

Se trata de dolomías cavernosas y brechoides, en bancos muy potentes, frecuentemente masivas, de potencia difícil de establecer debido a la frecuente complicación tectónica que presentan. Se intercalan algunos niveles calizo-micríticos y calizo-dolomíticos. La potencia estimable es de 60-70 m.

c) *Calizas y dolomías intermedias*

Este tramo es el único que permite, junto con el superior, un estudio estratigráfico detallado en la Hoja de Alpuente, y tiene un espesor total de 65-70 m.

El corte al N. de Abejuela es el siguiente:

Basalmente presentan calizas grises, localmente dolomíticas, en bancos de 10-30 cm., con juntas onduladas. Intercalan hiladas intraclásticas y lechos laminados. La potencia mínima observada de este nivel es 8 m., aunque puede ser mucho mayor, no pudiéndose tampoco asegurar que forme directamente el techo de las dolomías oquerosas.

Superiormente existen 10 m. de micritas intraclásticas y bioclásticas en bancos de 30 a 40 cm., ligeramente nodulares y hojosas, con algunas juntas de estrato margoarcillosas. Se presentan algunos braquiópodos y ocasionalmente laminaciones y burrowing.

Siguen 10 m. de dolomías rojizas de grano medio, localmente oquerosas

y masivas, y 10 a 13 m. de dolomías finamente tableadas, de color marrón claro en corte, que en el techo vuelven a ser oquerosas.

Superiormente se presentan 25 m. de calizas micríticas, ocasionalmente dolomías, que intercalan varios bancos potentes laminados. Estas laminitas llegan a servir como niveles guía regionales y representan una sedimentación en ambiente supralitoral, ligado a la zona de oscilación de mareas. Algunos bancos calcáreos presentan hiladas de intraclastos y bioclastos, que ocasionalmente son oolíticos y dismicríticos. Hacia la base del conjunto se presentan bancos muy ricos en braquiópodos. La parte final de este tramo parece corresponder al Sinemuriense-Pliensbachiense Inferior (MELENDEZ y RAMIREZ DEL POZO, 1972). La microfauna encontrada en este nivel es: *Rhapydionina?, Haplophragmoides, Glomospira, Labyrinthina?, Mayncina, Gaudryina, Lituosepta recoarensis, ostrácodos* y *valvulínidos.*

d) *Dolomías y calizas bioclásticas con sílex*

Se trata de un tramo de potencia variable, de 10-15 m., caracterizado por la presencia en toda la Hoja de nódulos de sílex. Generalmente los bancos son dolomías de grano medio, aunque también están presentes calizas totalmente bioclásticas, con braquiópodos y bivalvos. Como microfauna ha sido encontrada, *Glomospira, Haurania deserta,* lamelibranquios y lagénidos, de edad Pliensbachiense. La estratificación es de 10-70 cm. y las juntas pueden ser claramente onduladas. Los tramos superiores son poco dolomíticos y sin sílex, constituyendo el tránsito a las ritmitas amarillentas, típicas del Toarciense. Localmente se desarrolla en el techo de este tramo una tenue capa limonítica de escasos milímetros. La fauna de este tramo parece corresponder al Pliensbachiense Superior.

Todos estos tramos del Lías han sido incluidos en la unidad cartográfica $J_{11\text{-}13}$.

2.2.1.2 **Toarciense** (J_{14})

Está integrado por tres tramos bastante característicos en toda la Hoja: una ritmita margo-arcillosa basal cartografiada como una unidad ($J_{14}^{1\text{-}2}$) y dos tramos calcáreos superiores, incluidos en la unidad cartográfica ($J_{14\text{-}2}^{3\text{-}0}$) junto con el Dogger. Los tres tramos pueden estudiarse en la pista de Casa Torda (ángulo SE. de la Hoja). El tramo inferior es muy característico y consiste en una alternancia de niveles arcillosos amarillentos de 10 a 20 cm., y bancos calcáreo-margosos claros y nodulares, de 10 a 15 cm. de espesor. La potencia total es de 25 m. Este tramo corresponde al Toarciense Inferior y Medio y contiene una fauna muy rica en braquiópodos, y más ocasionalmente en ostreidos y corales. La fauna encontrada es de: *Terabratula decipiens,*

DESL., y *Entoliumcimgulatus,* PHILLIPS, además de otras especies de rhynchonellas y terebrátulas.

El tramo medio consiste en 25 m. de calizas claras criptocristalinas, ocasionalmente biomicritas, con juntas de estratos progresivamente ondulados en bancos de 15-25 cm. Contienen abundantes lamelibranquios, algunos corales a 5 m. de la base, niveles de gasterópodos y pecten y abundantes braquiópodos hacia el techo del tramo. Alteran hiladas bioclásticas, principalmente en los 5 m. superiores, dibujando en ocasiones suaves paleocanales.

El tramo superior presenta 5 m. de caliza pardo-amarillenta extraordinariamente bioclástica, típicamente con juntas onduladas y con grandes bivalvos, además de Belemnites, corales, ostreidos y braquiópodos, todo lo cual hace a este tramo muy característico. El contacto es relativamente neto con las calizas y calizas dolomíticas de la base del Dogger. En donde se han encontrado *Lenticulina muensteri* y *Lenticulina quenstedt,* y corresponden ya al límite entre el Toarciense Superior y el Dogger Basal.

En el límite N. de la Hoja, al O. de la Nava de Torrijas y justamente en el contacto entre el techo del tramo superior y la base de las calizas del Dogger, aparecen dos pequeños afloramientos de tobas volcánicas. Estos materiales piroclásticos están formados por cantos heterométricos y angulosos muy alterados, de pocos milímetros de tamaño medio, además de cantos rodados de caliza de hasta 5 cm. La disposición es masiva, aunque hacia la base de estos materiales se observa una cierta estratificación. En la misma base se desarrolla localmente 1 m. de un conglomerado tableado de cantos medianamente rodados y heterométricos de calizas y sílex y abundantes conchas de diferentes organismos. El techo de las tobas está formado por las calizas del Dogger. En la mancha más septentrional, éstos contienen nódulos de sílex en el mismo contacto, mientras que en la mancha más meridional, éstos aparecen de 7 a 8 m. por encima del contacto. La disposición de las tobas es aparentemente concordante, aunque el límite occidental de la mancha situada más al N. parece seccionar las calizas con nódulos de sílex del Dogger. Algunas fracturas que cortan los materiales jurásicos en este punto dificultan la observación completa de la estructura de estos afloramientos volcánicos.

L. A. J. BAKX (1935) y R. MARTIN (1936) citaron rocas volcánicas en las sierras de Javalambre y Camarena. Posteriormente F. GAUTIER (1968) ha precisado que las fases eruptivas han sido varias, actuando entre el Domeriense y el Aaleniense, siendo la principal del Toarciense Superior. Recientemente, F. ORTI CABO y T. SANFELIU (1971) han descrito dos importantes niveles de tobas volcánicas perfectamente estratificadas al E. de la zona que nos ocupa, en Caudiel (Hoja de Jérica). De ellas el principal es el superior, desarrollado en la misma base de los materiales condensados del Calloviense. El inferior, menos potente, es de edad imprecisa, posiblemente Toarciense.

Respecto a la edad de los materiales volcánicos de la Hoja de Alpuente, parece, pues, estar comprendida entre el techo del Toarciense Superior y la parte basal del Bajociense.

2.2.2 DOGGER (J_{14-2}^{3-0})

Está compuesto por un conjunto calcáreo muy potente, de 100-120 m., que suele ocupar los núcleos de los principales relieves jurásicos. El espesor disminuye hacia el O., midiendo sólo unos 40 m. en el corte de la Orchova. En la cartografía se ha incluido como una sola unidad junto con los dos tramos distinguidos en el Toarciense Superior. Dentro de esta unidad cartográfica (J_{14-2}^{3-0}) existen dos niveles guías principales: las calizas bioclásticas con grandes bivalvos, del techo del Toarciense Superior, y los potentes niveles con nódulos de sílex de la parte central de la serie del Dogger.

Toda la serie del Dogger puede dividirse en tres tramos principales: uno inferior, que presenta muestras de silicificación progresiva; uno intermedio, sin sílex, y uno superior, muy poco potente, con abundantes ammonites, que está situado inmediatamente por debajo del nivel ferruginoso con condensación de fauna y de un nivel discontinuo de pisolitos de Fe, datado como Calloviense. Por encima de estos pisolitos existen algunos metros de calizas que presentan en la Hoja fauna todavía del Calloviense Superior. En la parte alta del tramo inferior y en el tramo intermedio se observan abundantes pistas de «cancellophycus».

El tramo inferior puede estudiarse en la pista de Casa Torda (ángulo SE. de la Hoja). Comienza por calizas y calizas dolomíticas claras, micro y criptocristalinas, con juntas de estrato muy onduladas, que incluye belemnites y algunos ammonites. A partir de los 12 m. de la base, las juntas se hacen rectas y presentan indicios de silicificación, claramente definidos hacia el metro 18. Hacia los 35 m. de la base y hasta los 47 se presentan abundantes sílex que reemplazan a las calizas con belemnites. Hacia los 50 m. aparecen los niveles más ricos en nódulos de sílex, entre calizas microcristalinas claras, prolongándose aquéllas hasta los 60-70 m., según las localidades. La parte alta de este conjunto contiene la siguiente fauna: *Lima Heteromorpha,* DESLAMCH; *Sonninia* cf. *propinquans,* BAYLE; *Belemnopsis bessina,* D'ORB, y *Terebratula globata,* SOW., que corresponde al Bajociense Medio.

El tramo medio presenta 44 m. de calizas criptocristalinas y calizas dolomíticas fétidas, en bancos de potencias variables, que alternan con capas margosas y calcáreo-margosas grises. En estos bancos son frecuentes las juntas onduladas de estratos (las típicas pistas de Cancellophycus), así como los nódulos de limonita bien desarrollados, bastante característicos de este tramo. En el conjunto se presentan grandes ammonites y belemnites, y hacia su base, braquiópodos, entre los que se han encontrado *Terebratula laticoxa,* OPPEL, y *Stephanoceras humphriesanos,* SOW.

Las microfacies son: micritas con microfilamentos y pellets.

El tramo superior presenta 4-6 m. de caliza microcristalina con hiladas ocres limoníticas, con juntas de estrato muy onduladas y abundantes ammonites de talla relativamente grande. Este nivel debe corresponder al Bathoniense y parte del Calloviense, aunque ha sido incluido en la cartografía junto con el Dogger.

En el mismo techo de este tramo superior existe un nivel muy constante de fauna de ammonites y belemnites, predominantemente ferruginizada, que en el corte de la Orchova (ángulo NO. de la Hoja) contiene: *Procerites Schlombach,* GROSS; *Vermisphintes* sp.; *Bradfordia liemphala,* BUCKMAN, y *Belemnopsis sulcata,* MILLER, además de otra fauna de edad Batoniense-Bajociense. Superiormente a este techo condensado, y de un modo muy irregular, se desarrolla un nivel ferrífero rojo oscuro con abundantes oolitos de hierro, sin fauna, y cuya potencia máxima observada es de 40 cm. en Abejuela. Este conjunto de la fauna condensada y la costra ferrífera oolítica representa el conocido hiato sedimentario que en otras regiones de la Cordillera Ibérica abarca desde el Calloviense Superior al Oxfordiense Medio. La condensación encontrada en el conocido yacimiento de Abejuela está descrita en J. R. BATALLER (1964) y es atribuida al Calloviense. En el mismo techo de este tramo y en el corte de la Orchova se han encontrado: *Rhinchonella hopkinsi,* M'COY; *Kutchirhynchia hopkinsi,* KITCHW; *Terebratula algarbiensis,* y *Terebratula ovoide,* SOW., y otras especies del mismo género.

2.2.3 MALM

2.2.3.1 **Oxfordiense** (J_{31})

Está constituido por dos tramos bien diferenciados, no separables en la cartografía, con un espesor total máximo de 28 m., que abarcan el Oxfordiense Inferior, Medio y quizá el Superior. En Abejuela fue reconocido como Argoviense (Oxfordiense Inferior) por J. R. BATALLER (1964) e identificado con las capas de Birmensdorf, de espongiarios y cefalópodos.

El tramo inferior tiene como base los oolitos ferruginosos, y presenta un espesor variable, 8-10 m. de promedio, con bancos de potencia próxima al metro de caliza microcristalina gris-azulada, con intraclastos y abundantes espongiarios del tipo circular con elevación en el centro. En corte fresco las estructuras de estos espongiarios son características. Se presentan además grandes ammonites y algunos belemnites. En superficie estos niveles aparecen típicamente con un aspecto grumoso y clástico. La fauna encontrada en el muro de estas formaciones: *Hibolites hastatus,* BLAIN; *Decipia decipiens,* SOW.; *Terebratula zieteni,* LORIOL; *Arisphinctes plicatilis,* SOW.; *Grosouvria sulcifera,* OPPEL; *Alligaticeras alligatum,* LECKENLY, y *Nequeniceras steinmanni,* STEIN, dan una edad Calloviense Superior-Oxfordiense Inferior.

En la cartografía, estos tramos del Calloviense Superior han sido incluidos, como se ha dicho, dentro de la unidad (J_{31}).

El tramo superior consiste en una alternancia de bancos de 10-30 cm. de caliza microcristalina gris-azulada y juntas de calizas margosas hojosas de 5-10 cm. Los bancos calcáreos son microesparíticos hacia el techo y micríticos en el resto. Contienen escasos belemnites y ammonites, tallos de crinoides y púas de equínido. Hacia la base estos bancos presentan intraclastos y bioclastos. En todo el conjunto aparecen pequeños núcleos (1-5 mm.) y algunas trazas de «burrows» piritizados. Las juntas calizo-margosas hojosas son frecuentemente intraclásticas. Hacia el techo de este tramo aparecen localmente algunos metros de bancos de caliza microcristalina con nuevas estructuras de espongiarios y con ammonites. El techo mismo está formado por escasos bancos de calizas margosas nodulosas, con lechos margosos intercalados y con abundante fauna de ammonites (Perisphinctes, Ochetoceras, etc.). El máximo desarrollo de este tramo superior se da hacia el E. (18 m.), perdiendo potencia la alternancia de calizas y juntas hojosas hacia el O. La fauna encontrada en este tramo superior es: *Dichotomoceras dichotomus*, BUCK; *Orthosphinctes tiziani*, OPPEL, y *Pholadomya exaltata*, AGASIZ, y da una edad Oxfordiense Superior.

2.2.3.2 **Kimmeridgiense Inferior** (J^1_{32})

Se compone de un paquete arcilloso-margoso de unos 30 m. de potencia, que da erosiones muy típicas sobre el terreno. Se distinguen dos niveles arcillosos principalmente, separados por algunos metros de margas y calizas margosas en lajas. El inferior es el más potente e intercala hacia su base bancos de 10-20 cm. de caliza margosa nodulosa con ammonites. Ocasionalmente aparece en la base misma una película limonítica en la que pueden encontrarse asociados pequeños ammonites (Perisphinchtidos). El superior es algo menos ptente y hace tránsito a las calizas margosas hojosas superiores.

En los tramos más inferiores han sido encontrados: *Perisphinctes tiziani*, OPPEL; *Ochetoceras marantianum*, D'ORB; *Streblites* cf. *ternvilobatus*, OPPEL, etcétera, de edad Kimmeridgiense Inferior.

2.2.3.3 **Kimmeridgiense Inferior a Medio** (J_{32})

Está integrado por una alternancia monótona de calizas microcristalinas azules en bancos de 10-30 cm., con margas y calizas margo-hojosas en las juntas. No se encuentra prácticamente fauna en este conjunto, cuya potencia está próxima a los 100 m. Excepcionalmente, algunos bancos son de espesor superior al metro, particularmente hacia el techo. Este conjunto ha sido da-

tado por H. TINTANT y P. VIALLARD (1970) como del Kimmeridgiense Inferior, en parte.

La microfauna encontrada ha sido: *Cladocroropsis mirabilis* y *Alveosepta jaccardi.*

2.2.3.4 **Kimmeridgiense Medio a Superior** (J^{3}_{32})

Está representado por potentes bancos calcáreos, de 40-50 m. de espesor total, que dan resaltes inconfundibles en el terreno. Típicamente las microfacies son micritas con oolitos, pisolitos y oncolitos, extraordinariamente abundantes en algunos niveles y con tamaños considerables que indican ambientes marinos agitados. Estos elementos citados de concéntrica textura presentan frecuentemente bioclastos e intraclastos en los núcleos. Se presentan políperos, espongiarios, ostreidos, lamelibranquios, braquiópodos y estructuras algales. Hacia la base es frecuente la silicificación de los bioclastos, particularmente en espongiarios y políperos, llegándose a la aparición de granos silíceos irregulares, y más excepcionalmente se presentan nódulos de sílex. No son raros los cristales de pirita. El tránsito al Portlandiense se hace intercalando bancos de areniscas, arenas silíceas y calcarenitas.

Existe una variación relativamente grande de espesor y facies en estos bancos entre el extremo S. y N. de la Hoja.

En la base, la microfauna encontrada ha sido: *Everticyclammina* aff. *virguliana* y *Marinella lugeoni*, mientras que en el techo se ha encontrado microfauna de Ophthalmidiidos, gasterópodos, lamelibranquios, etc.

2.2.3.5 **Portlandiense (Facies Purbeckiense)** (J_{p33})

Se asienta en contacto concordante sobre los últimos bancos calcáreos marinos del Kimmeridgiense Superior y presenta facies Purbeckiense. La serie normal presenta los siguientes tramos en sentido ascendente: alternancias de bancos de calizas y calizas margosas pisolíticas con algunas intercalaciones de calizas micríticas (12 m.). Los pisolitos tienen mayor tamaño hacia la base (hasta 0,5 cm.). Caliza oolítica, hacia la base pisolítica; potencia, 4 m. Bancos de hasta 1 m. de caliza micrítica seguidos por caliza margosa grumosa, biomicritas y oomicritas con estratificación cruzada. Alternancias de calizas oolíticas, margas arenosas y calizas arenosas oolíticas en bancos de 1 a 1,5 m., con estratificación cruzada.

En el techo comienzan las facies Weald con arcillas arenosas de tonos rojizos.

La microfauna encontrada en esta formación consiste fundamentalmente en: *Everticyclammina virguliana, Ataxopragmoides, Anchispirocyclina lusitanica* y otros menos determinativos.

La potencia de estas facies es extraordinariamente variable, disminuyen-

do de forma considerable en la región Losilla-Arcos de las Salinas, y adquiriendo un amplio desarrollo en la zona de Aras de Alpuente.

2.3 CRETACICO

Los afloramientos más importantes constituyen la denominada «cubeta de Aras de Alpuente». Dentro de él se pueden distinguir dos grandes unidades: un Cretácico Inferior con facies Weald y que correspondería a una etapa regresiva, y un Cretácico Superior, cuyo techo no ha podido ser determinado, que constituiría una nueva etapa transgresiva.

2.3.1 CRETACICO INFERIOR (FACIES WEALD)

2.3.1.1 **Hauteriviense-Albiense Inferior** (C_{W13-16})

Está constituido por una serie fundamentalmente continental. En la zona estudiada, esta formación descansa disconforme sobre el Jurásico Superior, bien sea sobre el Kimmeridgiense Superior o el Portlandiense, sin observarse en ningún punto la existencia de diferencias de angularidad que pongan de manifiesto la existencia de una fase de plegamiento anterior a su deposición. Se han podido distinguir tres tramos: uno inferior de edad Hauteriviense, Aptiense Inferior, constituido en su base por areniscas groseras de tonos blanquecinos a rojizos que alternan con niveles de areniscas arcillosas y arcillas de tonos rojizos. Ocasionalmente pueden observarse intercalaciones de conglomerados con cantos de cuarcitas. Por encima se encuentra un conjunto de calizas arenosas, en algunos puntos lumaquélicas, y areniscas de tonos blanquecinos. Dentro de estos niveles han sido encontradas: *Pseudomelania jaccardi,* PICT; *Trigonia sanctae crucis,* PICT y CAMP; *Cidaris pretiosa,* DESOR, y *Rabdocidaris tuberosa,* DESOR, de edad Neocomiense.

Estos niveles con intercalaciones marinas no han podido ser cartografiados, ya que sólo han sido observados en algunos puntos, no viéndose una continuidad lateral.

Por encima se encuentra una alternancia de arcillas y areniscas con niveles de conglomerados de cantos de cuarcita.

En el techo de este tramo yace un conjunto de calizas arenosas lumaquélicas, con fragmentos de ostreas, separadas por arenas margosas. Este tramo ha sido incluido en la unidad (C_{15}^{2-3}), y la edad, según la fauna encontrada: *Palorbitolina lenticularis,* FLUMENS; *Echinospatagus collegnü,* SISM, y *Anisocardia nasuta,* COQ (*), es Aptiense, alcanzando su mayor desarrollo al sur

---

(*) El estudio de microfauna no ha aportado datos concluyentes en cuanto a distribución estratigráfica, por carecer de asociaciones de microfósiles característicos, así como por darse el caso de presentarse otros que siendo característicos son difícilmente reconocibles en lámina delgada.

del Cabezo. El tramo más superior (C^{2-2}_{15-16}) es un conjunto de arcillas, areniscas y conglomerados de colores rojizos.

2.3.1.2 **Albiense Superior-Cenomaniense Inferior** (C^{2-3}_{16-21})

Este tramo está constituido por un conjunto de 50 a 60 m. de alternancia de areniscas, arcillas y conglomerados de tonos blanquecinos. Este tramo ha podido ser separado en la cartografía en la cubeta de Aras de Alpuente, y constituye un conjunto de afloramientos que han sido explotados para la obtención de caolín.

2.3.2 CRETACICO SUPERIOR

2.3.2.1 **Cenomaniense Medio-Superior** (C^{2-3}_{21})

El tránsito con la serie inferior se realiza por la intercalación de niveles de calizas arenosas.

Hacia el techo aparecen niveles margosos y calizas lumaquélicas, estando coronadas por unos potentes bancos de calizas muy recristalizadas de tonos amarillo-blanquecinos. La fauna encontrada: *Orbitulina texana aperta,* ERMAN; *Panopaca cofr arduenensis*, D'ORB, y *Tylostoma globusum,* SHARPE, da una edad Cenomaniense Superior.

Dentro de esta formación no se excluye la posibilidad de que los términos más altos sean de edad Turoniense Inferior.

2.4 **TERCIARIO (PLIOCENO)** (T_1)

Está representado por una formación de tipo brecha, en discordancia con los sedimentos cretácicos, y con un espesor variable, comprendido generalmente entre los 30 cm. y los 3 m.; no obstante, alcanza localmente hasta 10 m. de potencia.

Se encuentra al SO. de Corcolilla, al S. y SE. de La Yesa, y en manchones dispersos al N. de Titaguas.

Los cantos son calcáreos, angulosos y heterométricos, y la matriz areniscosa y con abundancia de carbonatos. La edad asignada a esta formación es solamente probable y se apoya en datos extraídos de la bibliografía consultada.

2.5 **CUATERNARIO** (Q)

Está formado por aluviones recientes de poca importancia, situados en los cauces actuales, con arcillas de decalcificación, que ocupan amplias extensiones dedicadas a cultivos, tales como las «navas» de la región NE. de

la Hoja, y finalmente se encuentran acumulaciones de tipo pie de monte, apoyadas en general sobre el Cretácico Inferior.

En las zonas llanas, y sobre los materiales poco permeables del Wealdense, se encuentran localmente costras calcáreas que cementan materiales detríticos heterométricos.

3 TECTONICA

3.1 INTRODUCCION

El estudio tectónico de Hoja de Alpuente se ha realizado considerando dos aspectos: por una parte, la caracterización de las distintas estructuras que constituyen la Hoja, a escala macroscópica, haciendo hincapié en su geometría; por otra, se ha llevado a cabo un análisis microtectónico, cuyos objetivos han sido:

- Estudio geométrico y cinemático de la deformación a escala micro, para determinar los ejes de la deformación.
- Determinación de las trayectorias de deformación y su relación con las grandes estructuras.
- Establecimiento de una cronología relativa de las distintas fases de la deformación que han afectado a la región.

3.1.1 ANTECEDENTES

Los únicos trabajos anteriores dentro de la Hoja son los publicados por los geólogos franceses HUMBERT (1962), STASSE (1959) y ROTHE (1959). Estos autores estudian fundamentalmente las estructuras desde un punto de vista geométrico, haciendo resaltar la importancia del Keuper como nivel de despegue y responsable de las estructuras diapíricas. La edad que atribuyen a las fases de plegamiento está comprendida entre el Cretácico y Plioceno.

Los trabajos más recientes y próximos a la zona de estudio son los realizados para la elaboración de las Hojas de Landete, Mira y Chelva; las dos primeras por FONOLLA, et al. (1973), y por ASSENS, et al. (1973) la de Chelva. Estos autores, después de describir las distintas estructuras, establecen la sucesión de fases de plegamiento, correspondiendo la primera a finales del Jurásico y cuyas trazas de deformación serían hoy día poco visibles, mientras que las responsables de las estructuras observables en la actualidad son atribuibles a edades postcretácica-anteoligocena y postoligocena-antemiocena; existen otras fases de diastrofismo intramiocénicas y

postmiocénicas, siendo estas últimas las responsables de la morfología actual.

3.2 ESTUDIO MACROSCOPICO DE LAS DISTINTAS ESTRUCTURAS

La zona representada por la Hoja de Alpuente puede situarse dentro del nivel estructural superior y medio, cuyos mecanismos fundamentales de deformación son el cizallamiento y la flexión.

La existencia de un zócalo paleozoico afectado por fases de fracturación tardihercínicas, de niveles de despegue (Keuper y Wealdense), hace que la región presente una variación de estilos de plegamiento, observándose en los materiales que están directamente sobre el zócalo un estilo de revestimiento, mientras que en los situados por encima del Keuper es de cobertera. Dentro del conjunto situado por encima del Keuper y dentro del Jurásico se observan disarmonías de plegamiento, debidas a la existencia de niveles de despegue, como son las margas del Toarciense y Kimmeridgiense Inferior. El otro nivel de despegue importante es el Wealdense, que hace que la deformación en el Cretácico sea menos intensa, como puede observarse en la cubeta Titaguas-Alpuente.

Con respecto a las fases de plegamiento hay que decir que dentro de la Hoja se ponen de manifiesto dos direcciones principales de plegamiento: una, de orientación típicamente ibérica (NO.-SE., con vergencia SO., y otra, con dirección de N. 50° a N. 70°, con vergencia SE.

Por último, hay que destacar en el borde norte de la Hoja la existencia de un importante deslizamiento epiglíptico que afecta al Cretácico Inferior.

3.2.1 DESCRIPCION DE LAS DISTINTAS ESTRUCTURAS

En la Hoja se han podido individualizar las siguientes estructuras:

a) *Sinclinal de Bercolón*

Ocupa el ángulo SO. de la Hoja. Es una estructura de dirección NO.-SE. con vergencia SO. Su flanco oriental queda cobijado por el pliegue anticlinal del Turia. Al SO. esta estructura está limitada por una falla normal que pone en contacto el Lías Inferior con el Buntsandstein.

El estudio de las microestructuras ligadas a estos pliegues muestra una geometría cilíndrica con inmersión de los ejes (véase diagrama 3). El mecanismo de formación de estos pliegues es el flexodeslizamiento dando pliegues de tipo isopaco.

b) *Anticlinal de Arcos de las Salinas*

Se extiende desde el ángulo NO. y por el borde norte de la Hoja; es

una estructura de dirección OSO.-ENE. con vergencia SE. El núcleo de esta estructura está constituido por el Buntsandstein que aflora con dirección ibérica, lo cual hace pensar en la existencia de pliegues de dirección NO.-SE. anteriores. En los materiales del Keuper y los del Muschelkalk no ha podido ser observada la disposición debida a esta primera fase, a causa de la gran plasticidad de los materiales del Keuper. Estos materiales se han dispuesto de acuerdo con la segunda fase de plegamiento. Posteriormente, la existencia de una fase de distensión ha hecho que los materiales del Keuper se hayan comportado de una manera diapírica.

En la actualidad presentan el aspecto de un pliegue con flanco sur vertical (como puede observarse en la carretera de Losilla a Puebla de San Miguel) y que en su mayor parte se encuentra cabalgando a materiales de edad comprendida entre el Keuper y el Kimmeridgiense Medio.

En el flanco norte hay que destacar la existencia de un arrastre epiglíptico con un frente de unos 6 km. procedente del Norte, esto ha podido ser determinado por las cuñas de Kimmeridgiense Medio y Superior que también se observan en la carretera de Losilla a Puebla de San Miguel. Posteriormente a este desplazamiento ha habido una fase de distensión donde los planos de discontinuidad de dirección aproximadamente E.-O. han actuado como fallas normales. Hay que hacer resaltar también la existencia de un cabalgamiento con dirección E.-O. y vergencia N. Esto podría explicarse por la existencia de una falla normal, cuyo labio hundido fuese el sur y que posteriormente, en la fase de compresión que ha dado lugar al pliegue, se haya incurvado su plano, apareciendo como una falla inversa en la actualidad, o bien por la existencia de una rotación durante la formación de dicha falla normal.

c) *Borde este de la Hoja*

Dentro de esta zona es donde mejor se observa la interferencia de las dos direcciones de plegamiento. En general está constituida por materiales del Jurásico, salvo en el ángulo NE., donde se forma con estructuras de carácter diapírico. Otra característica fundamental de esta zona es la existencia de fallas normales, cuyos últimos movimientos se deben a la última fase de distensión.

d) *Cubeta de Titaguas-Aras de Alpuente*

Ocupa el centro de la Hoja y está constituida en su mayor parte por materiales del Jurásico Superior y Cretácico.

Se caracteriza esta región por la casi inexistencia de trazas de deformación tangencial, estando afectada en general por fallas normales y en algunas ocasiones por pliegues angulares sin deformación en los flancos, como el que puede observarse en la carretera de Titaguas a Alpuente.

Su forma actual se debe posiblemente a la interferencia de las dos fases de plegamiento que afectan a la región, y sus bordes este y sur se encuentran limitados por una serie de fallas normales que hacen aflorar materiales del Jurásico Superior.

3.3 **ESTUDIO MICROTECTONICO**

3.3.1 GENERALIDADES

Como ya se ha indicado, pueden distinguirse fundamentalmente dos mecanismos de deformación en la zona estudiada: la cizalla y la flexión. El estudio de la deformación ha permitido relacionar estos dos mecanismos mediante el establecimiento de los ejes de la deformación y cinemáticos, con lo cual se han podido distinguir las estructuras debidas a cada fase de deformación y su cronología relativa.

En los pliegues se han determinado los ejes cinemáticos *a*, *b*, y *c*, mientras que para los materiales cuyo comportamiento ha sido la fracturación ante los esfuerzos, se han determinado los ejes principales de la deformación X, Y y Z (en donde X es el eje principal de alargamiento; Z, es el eje principal de acortamiento, e Y, el eje intermedio).

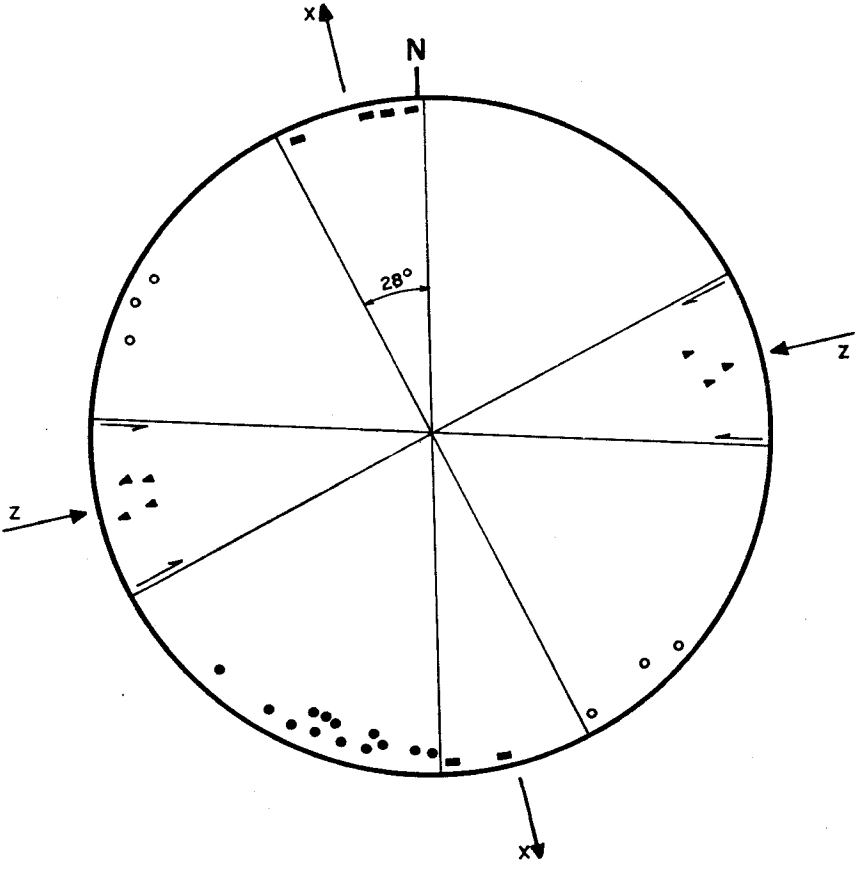
La orientación de estos ejes X, Y y Z se ha realizado a partir del estudio de estilolitos, grietas de tensión y microfracturas, considerando en estas últimas la dirección de la estría y el sentido de movimiento.

Estos datos se han llevado a diagramas de Schmidt, mediante los métodos propuestos por ARTHAUD (1969), y ARTHAUD y CHOUCKROUNE (1972).

3.3.2 FASES DE DEFORMACION

Como se dijo a escala macro, se observan dos sistemas fundamentales de pliegues: uno, con dirección axial N. 150°, y otro N. 80°. El estudio tectónico realizado en las zonas donde los materiales han sido fracturados y no plegados ha permitido determinar dos direcciones de acortamiento: una, N. 70°, y otra, N. 150-160°, las cuales pueden llegar a ser E.-O. y N.-S. en algunos puntos de la zona. Estas dos direcciones de acortamiento coinciden con las direcciones de acortamiento de los dos sistemas de pliegues; es decir, hay una relación entre los ejes de la deformación X, Y y Z y los cinemáticos, coincidiendo los ejes *c* y Z, lo cual permite relacionar la dirección ibérica y la dirección N. 130-140 con los pliegues de dirección N. 60-70 (véanse diagramas adjuntos).

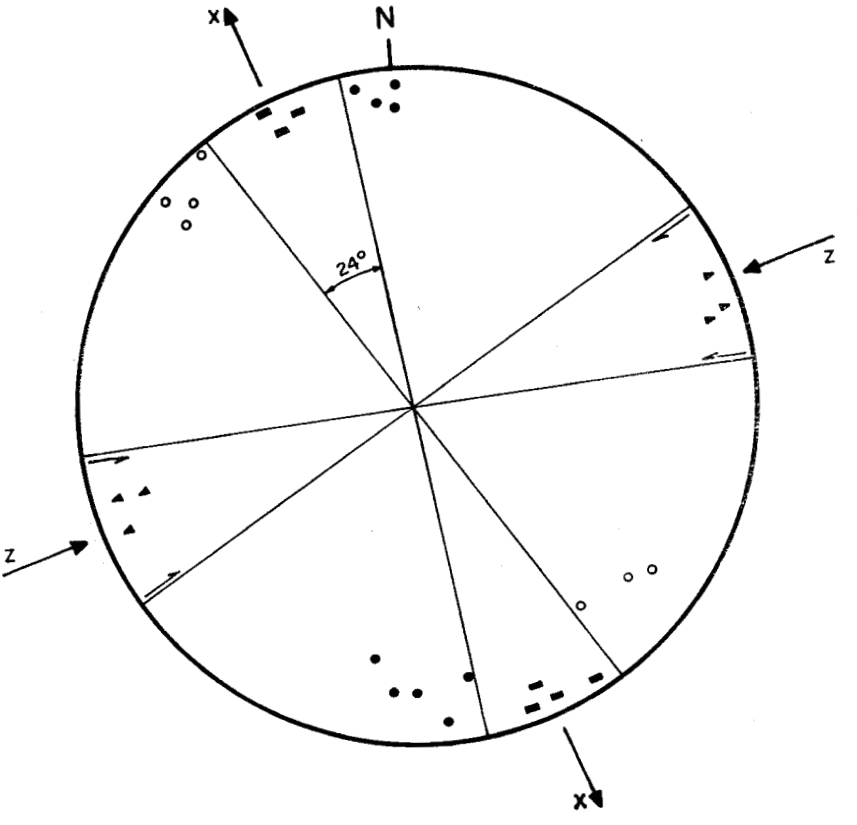
La direción de acortamiento N. 70° corresponde a la primera fase de deformación; su edad no ha podido ser determinada con exactitud y sólo se puede asegurar que es posterior al Cretácico. Los ejes de la deformación ligados a esta fase se presentan con X y Z horizontales y con Y vertical,



○ *Desgarres dextros*
● *Desgarres senestros*
▲ *Estilolitos*
▬ *Grietas de tensión*

Figura 1

Determinación de las direcciones principales de deformación en la zona de Losilla.



○ *Desgarres dextros*
● *Desgarres senestros*
▲ *Estilolitos*
▬ *Grietas de tensión*

Figura 2

Determinación de las direcciones principales de deformación en la zona de Bercolón.

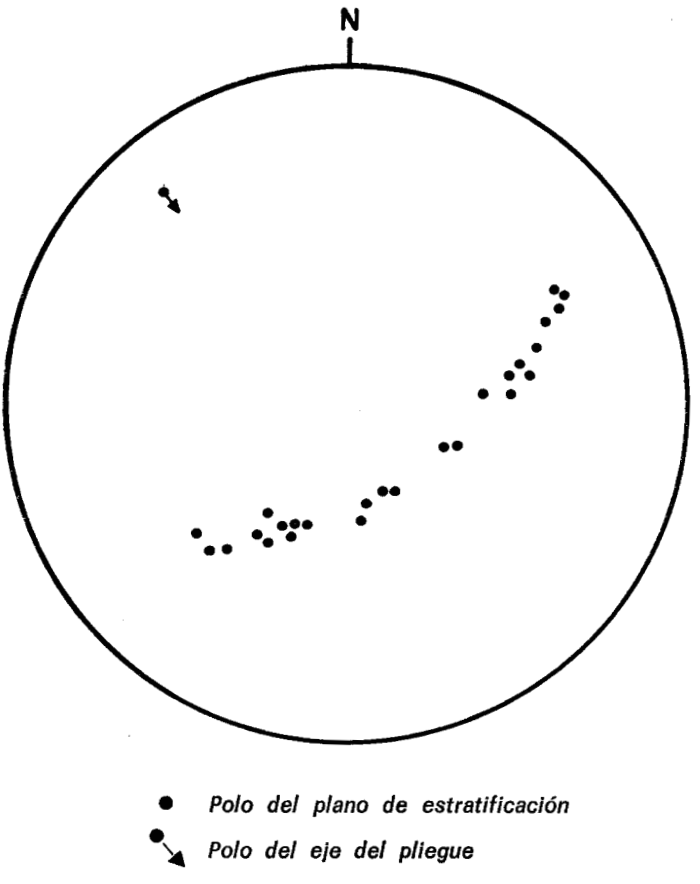
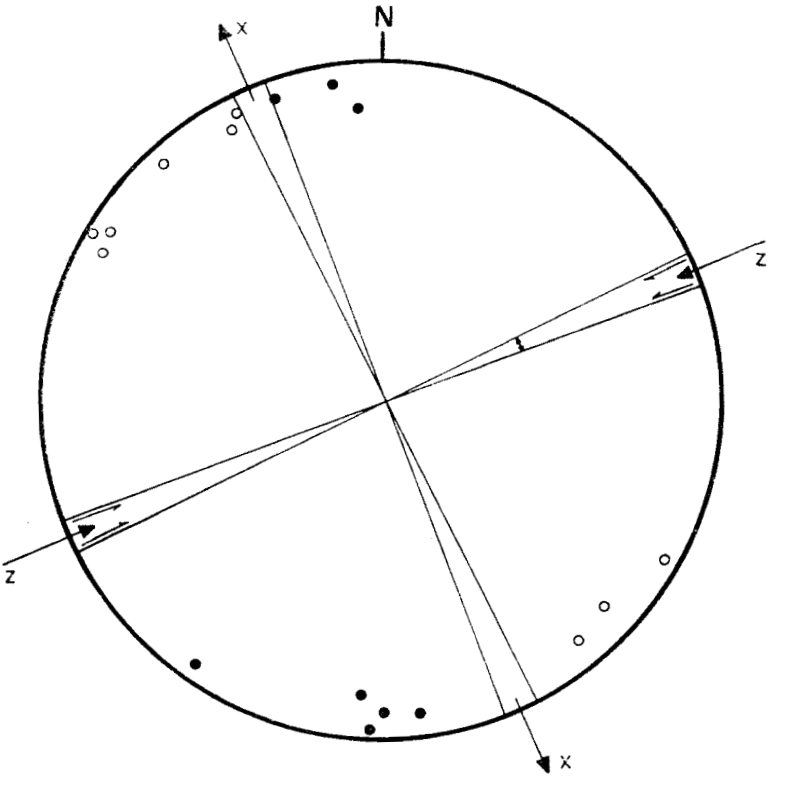


Figura 3

Diagrama mostrando la distribución de polos de planos de la estratificación en un pliegue en la región de Bercolón.

dando como microestructuras fundamentales fallas de desgarre y estilolitos de eje horizontal, siendo las grietas de tensión verticales, y apareciendo en general, rellenas de calcita. Esta fase de deformación se ha podido observar en toda la extensión de la Hoja. En la zona donde se han producido pliegues, se observan también las microestructuras ligadas a esta fase de



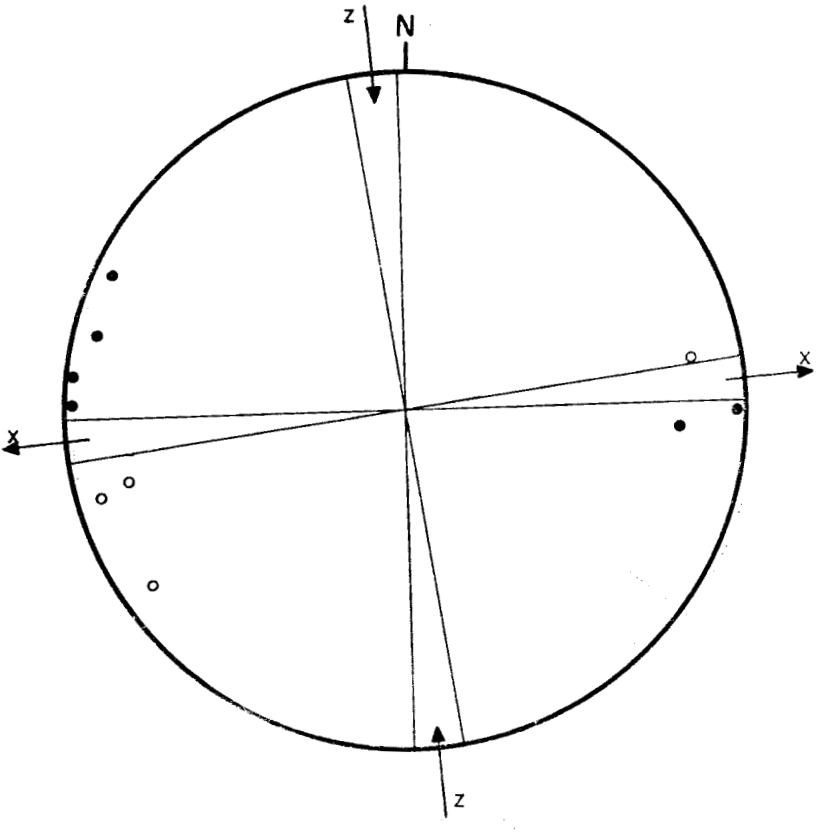
● *Desgarres senestros*
○ *Desgarres dextros*

Figura 4

Determinación de las direcciones de alargamiento y acortamiento de la primera fase de deformación a partir de las microfracturas en la cantera del Km. 85 de la carretera de Chelva-Titaguas.

deformación, y los ejes de la deformación establecidos a partir de estas microestructuras, en las zonas plegadas, son paralelos a los determinados en las zonas no plegadas. Con lo cual parece evidente que sean debidos a una misma fase de compresión.

La segunda fase de deformación presenta el eje de acortamiento con



● *Desgarres senestros*
○ *Desgarres dextros*

Figura 5

Determinación de las direcciones de alargamiento y acortamiento de la segunda fase de deformación a partir de las microfracturas en la cantera del Km. 85 de la carretera de Chelva-Titaguas.

una dirección N. 150°. Esta fase queda representada en toda la Hoja, aunque con menor intensidad que la anterior. La determinación de su sucesión en el tiempo se ha realizado a partir de criterios microtectónicos, observándose que las juntas estilolíticas cortan, en general, a las de la primera fase, pro-

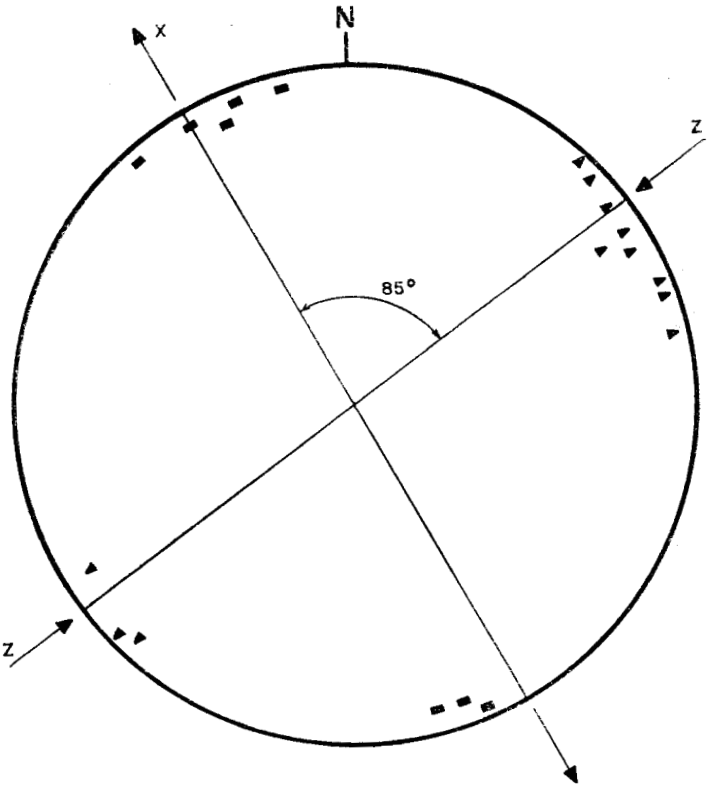
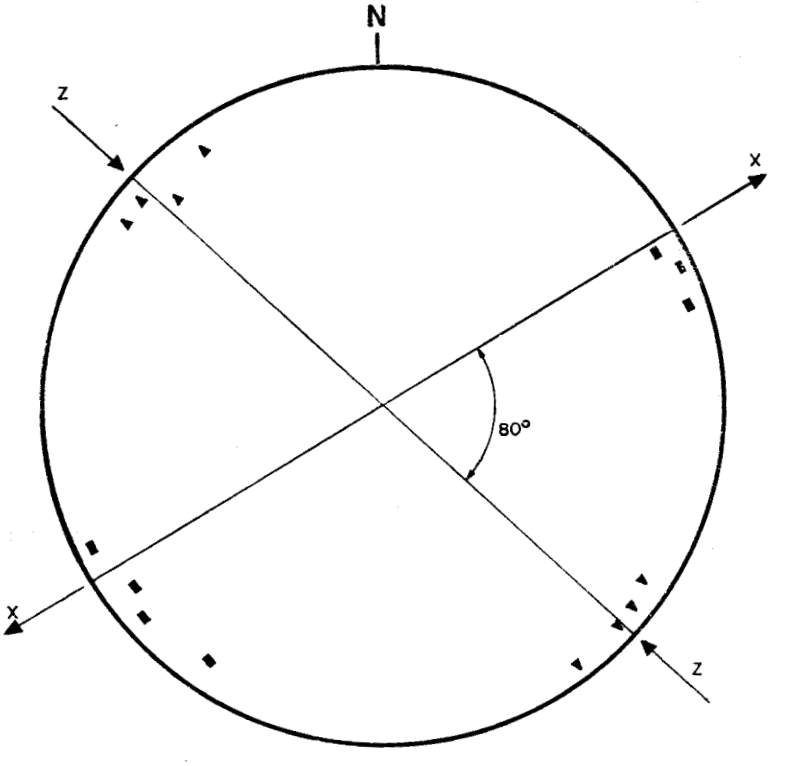


Figura 6

Determinación de las direcciones de alargamiento y acortamiento de la primera fase de deformación a partir de los estilolitos y grietas de tensión en la región al sur de Titaguas.

duciéndose en muchos casos desplazamientos. También debidas a la fase de deformación anterior, han podido ser observadas grietas de tensión, cortadas y desplazadas por microfracturas y juntas estilolíticas correspondientes a esta última fase. Con respecto a la edad de esta fase sólo puede decirse que es posterior al Cretácico.



▲ *Estilolitos*
▬ *Grietas de tensión*

Figura 7

Determinación de las direcciones de alargamiento y acortamiento de la segunda fase de deformación a partir de los estilolitos y grietas de tensión en la región al sur de Titaguas.

Por último, hay que señalar la existencia de una fase de distensión, posterior a estas otras dos fases. Esta fase de distensión queda caracterizada por la existencia de estilolitos de eje vertical; está representada en toda la zona, con mayor o menor intensidad. Las macroestructuras ligadas a esta fase son fallas normales y estructuras de carácter diapírico.

4 HISTORIA GEOLOGICA

Los materiales más antiguos que afloran en la Hoja de Alpuente son los pertenecientes al Buntsandstein. Al Sur, en la Hoja de Chelva, afloran materiales del Paleozoico, los cuales están afectados por las fases de deformación de la Orogenia Hercínica y constituyen el zócalo sobre el que se van a depositar los sedimentos del Mesozoico.

La configuración de este zócalo va a condicionar, en gran parte, la paleogeografía e incluso el estilo de las deformaciones de todos los materiales que se han depositado sobre él.

Durante las fases de deformación posteriores que van a afectar a la región, estas fallas van a funcionar, según su orientación, frente al campo de esfuerzos, como fallas normales, de desgarre o inversas.

El ciclo sedimentario del Triásico comienza por la deposición de conglomerados de cantos paleozoicos (cuarzo principalmente) en la base del Buntsandstein, a los que siguen potentes paquetes de areniscas y arcillas rojas, de carácter fluvial y posiblemente marino litoral.

El espesor de este conjunto es bastante variable, dado que por una parte fosiliza el relieve hercínico y por otra la existencia de fallas sinsedimentarias en distensión dan lugar a subsidencias locales.

La sedimentación del Muschelkalk se produce en un medio marino muy somero, en principio de carácter evaporítico, con marcada dolomitización. Progresivamente se establece un medio más claramente marino, con sedimentos margo-arcillosos y algunos bancos fosilíferos. No obstante, la existencia esporádica de niveles laminados con «plat pebbles» y estructuras asimilables a «algal mat» sugiere la implantación intermitente de ambientes supralitorales, e indican la escasa profundidad del medio, sin llegar, no obstante, a presentarse en ningún momento sedimentos continentales o salinos.

Durante el Keuper Inferior se pasa a una sedimentación cada vez más evaporítica, produciéndose localmente deposiciones de halita, las cuales deben dar, sin duda, origen a las explotaciones de Arcos de las Salinas. Al final del Keuper Inferior y durante el principio del Keuper Medio se establecen unas condiciones lagunares, haciéndose progresivamente la sedimentación más detrítica. Hacia el final del Keuper Medio el aporte detrítico es cada vez más fino, depositándose arcillas rojas que podrían corresponder a un ambiente de transición entre continental y costero.

En el Keuper Superior se produce un nuevo ciclo evaporítico con sedimentación de arcillas yesíferas e importantes bancos de yesos.

Los movimientos de la cuenca durante el Triásico están relacionados con un momento de distensión, como demuestra la existencia de un vulcanismo

fisural particularmente desarrollado durante el Keuper Inferior y Medio. En este período, las discontinuidades y fracturas en el zócalo hercínico van a actuar como fallas normales, explicando los cambios de facies y la variación de espesores dentro de la cuenca.

En el Lías se inicia un ciclo sedimentario carbonatado en el que se instalan de manera gradual unas condiciones francamente marinas, con un aumento correlativo de la profundidad. Los primeros sedimentos son potentes paquetes de dolomías basales y dolomías oquerosas (carniolas), que indican todavía unas condiciones de sedimentación muy someras, incluso evaporíticas. En el Lías Medio las condiciones se hacen más marinas, depositándose calizas micríticas y calizas nodulares con finas hiladas bioclásticas y con braquiópodos bien conservados. Superiormente, sin embargo, la existencia de diferentes niveles de carbonatos finamente laminados indican una deposición en ambiente intermitente supralitoral. Estos sedimentos dan paso a otros más francamente marinos que incluyen nódulos de sílex; y por último, a los depósitos más profundos, representados por las ritmitas del Toarciense, con abundante fauna de braquiópodos.

De nuevo se produce una disminución general de profundidad en la cuenca para sedimentarse niveles de carbonatos bioclásticos con grandes lamelibranquios, que establecen el paso del Toarciense Superior a la base del Bajociense. Este ligero cambio de condiciones sedimentarias viene marcado por un nivel de hierro pisolítico muy tenue e irregular, desarrollado hacia el techo de los sílex.

Durante el Dogger se produce en la Hoja una importante sedimentación carbonatada micrítica uniforme y tranquila, con faunas poco abundantes, pero constantes, de braquiópodos, ammonites y belemnites, sin que se intercale ningún nivel importante que indique una variación de estas condiciones, propias de una profundidad semejante o poco inferior a la del Toarciense margoarcilloso. En efecto, la presencia de oolitos calcáreos o intraclastos en el Dogger es prácticamente inexistente. El medio debió ser reductor, como muestran los frecuentes nódulos piritosos. Se observa un aumento progresivo de la potencia de este Dogger hacia el E. En el Bathoniense, y por debajo del nivel de condensación ferruginizado con fauna Calloviense, se mantiene la misma sedimentación, caracterizada por grandes ammonites. Incluso en el intervalo en que aquélla se interrumpe y que abarca sólo parte del Calloviense, los organismos (ammonites y belemnites principalmente) indican una permanencia en la profundidad de la cuenca.

También hay que hacer notar la existencia de un vulcanismo al final del Toarciense y en el límite ya con el Dogger, como puede observarse en el N. de la Hoja, al O. de la Nava de Torrijas. Parece ser que este vulcanismo ha actuado entre el Toarciense Superior y el Bajociense Basal en la zona de estudio.

Al continuarse la sedimentación en el Calloviense Superior-Oxfordiense, la profundidad del medio es sensiblemente menor y la energía mayor, y las facies pasan a ser intrabiomicríticas, conteniendo espongiarios, belemnites y, progresivamente hacia el techo, ammonites. El ambiente es reductor, existiendo trazas piritizadas de «burrows». Este nuevo ciclo sedimentario continúa con depósitos más profundos, como las arcillas del Kimmeridgiense Inferior y las potentes calizas margosas en bancos rítmicos del Kimmeridgiense Superior, la cuenca sedimentaria pierde profundidad y se depositan calizas bioclásticas, pisolíticas y algales propias de medios de mayor energía. Durante el Portlandiense las intercalaciones arenosas demuestran el inicio de una fase regresiva.

En resumen, se puede decir que en la zona estudiada se distinguen dos ciclos sedimentarios en el Jurásico, como ya han señalado en otros sectores de la Ibérica VILLENA, RAMIREZ, LINARES y RIBA (1971), en la zona de Molina de Aragón; FELGUEROSO y RAMIREZ (1971), en el Maestrazgo, y CANEROT (1971), al sur del Maestrazgo. El primer ciclo correspondería al intervalo que va desde el Hettangiense al Dogger. Este primer ciclo comienza con la transgresión del Hettangiense sobre el Keuper, y alcanza las profundidades máximas de la cuenca jurásica en el Toarciense, en que se deposita una serie margosa, aunque se observa en la Hoja de Alpuente un claro intervalo infratoarciense de pérdida de profundidad en este subciclo. Aquellas mismas condiciones continúan durante el Dogger Medio y Superior con depósitos de calizas silíceas con Ammonites y pistas de Cancellophycus, terminando este ciclo en el Calloviense Medio, para dar lugar en la Hoja a un breve hiato sedimentario intracalloviense. Después de la citada interrupción del Calloviense Superior se inicia el segundo ciclo, con una fase transgresiva que va del Oxfordiense al Kimmeridgiense Inferior y Medio con depósitos de calizas, arcillas y margas, y una fase regresiva que va del Kimmeridgiense Superior al Portlandiense.

Con respecto a los movimientos de la cuenca durante el Jurásico, se puede decir que se continúa, como en el Trías, en una fase de distensión con un vulcanismo fisural asociado. Al final del Jurásico se producen las primeras fases en compresión, que según FONOLLA, et al. (1972) dan lugar a pliegues de dirección NNO.-SSE. En la zona estudiada no hemos encontrado ninguna estructura que no sea penetrativa en el Cretácico; por lo tanto, no nos ha sido posible caracterizar esta fase. Sólo se puede decir que en la Hoja de Alpuente esta fase se pone de manifiesto por la disconformidad existente entre el Jurásico Superior y Cretácico Inferior.

El Cretácico comienza bajo unas condiciones deltaicas parecidas a las del Portlandiense, constituido fundamentalmente por conglomerados, areniscas y arcillas, en las que se intercalan breves episodios marinos, de edad Neocomiense-Barremiense y Aptiense Medio y Superior.

Este ambiente se continúa hasta el Cenomaniense. Durante el Cenomaniense Medio y Superior comienza una fase transgresiva con alternancia de calizas y margas, y con algunas secuencias detríticas de areniscas y calizas arenosas, fundamentalmente en la base.

Durante el Terciario se producen las fases principales de deformación que configuran la estructura de la región. La falta de sedimentos terciarios no ha permitido datar dichas fases; no obstante, el estudio microtectónico ha permitido determinar la existencia de dos fases de compresión: una primera, con dirección principal de acortamiento N. 70° y que dará lugar a los pliegues de dirección ibérica, y otra posterior, con dirección N. 130°-150°, que daría lugar a los pliegues de dirección N. 70°, posiblemente consecuencia de los movimientos béticos. Con posterioridad a estas dos fases de compresión existe una fase de distensión que daría lugar a las estructuras diapíricas triásicas. Los sedimentos más recientes, de posible edad pliocena, no aparecen afectados por estas fases.

5 GEOLOGIA ECONOMICA

5.1 AGUAS SUBTERRANEAS

Dentro de la Hoja de Alpuente los acuíferos más importantes los constituyen las calizas del Jurásico (Lías, Dogger y Kimmeridgiense Superior).

En el ángulo suroeste estos acuíferos están drenados por el río Turia, con lo cual sus posibilidades son escasas. Ocurre también esto en la parte norte de la Hoja, donde, además, la presencia de materiales del Keuper hace que las aguas sean en general duras y salobres.

La zona que al parecer ofrece mayores posibilidades es la parte central (cubeta de Aras de Alpuente). Esta región está recubierta en superficie por el Wealdense y Aptiense, que funcionan como acuíferos superficiales, observándose bastantes fuentes en los contactos entre zonas caolinizadas y los tramos arenosos suprayacentes. En esta zona, los acuíferos más importantes corresponderían a las calizas del Kimmeridgiense y Dogger, que afloran en gran extensión en el borde de la cubeta.

En general, la escasez de población, el hecho de que la agricultura está basada en pequeñas huertas en las zonas de valles, y que la pluviosidad media es de 450 mm/año, hacen que estén cubiertas las necesidades de la zona.

Como ya se ha dicho, los manantiales son de caudales bajos y se utilizan para el abastecimiento de aguas a las poblaciones.

Por último, cabe hacer notar la existencia de aguas minero-medicinales en el Balneario del Paraíso Bajo, situado en el ángulo NE. de la Hoja.

5.2 MINERIA Y CANTERAS

Las explotaciones de caolín y arenas silíceas ocupan en la actualidad un lugar preeminente en orden de importancia, en el campo de aprovechamiento de los recursos naturales, dentro del ámbito comprendido por la Hoja.

Estos materiales están incluidos en los niveles superiores, arenoso-arcillosos, del Cretácico Inferior (Facies Utrillas), que configuran la morfología de mesas de la zona en estudio, estando situadas la mayor parte de las explotaciones existentes en las laderas de los citados relieves, a altitudes variables con relación a las planicies de Alpuente y Aras de Alpuente.

La explotación se realiza en frente abierto, mediante ripado, y las arenas caoliníferas se transportan por carretera hasta las instalaciones de lavado, ubicadas en las cercanías de Villar del Arzobispo y Tuéjar. El beneficio de las arenas silíceas cuenta, en ocasiones, con la ventaja de un bajo contenido en óxido de aluminio procedente de alteración de feldespatos, en comparación con otras áreas de la cuenca cretácica inferior.

Otras explotaciones menos importantes son las de Arcos de las Salinas, en donde se extraen sales (halita) por evaporación. Su origen son los niveles de halita comprendidos en el Keuper y disueltos por el río de Arcos a lo largo de su cauce. La producción tiene escasa importancia.

Finalmente, las reservas de rocas para construcción y para áridos son considerables, con amplios afloramientos de materiales calcáreos y dolomíticos del Jurásico, que por el desarrollo predominantemente agrícola de la región no han sido todavía utilizados.

6 BIBLIOGRAFIA

AGUILAR, M. J.; RAMIREZ DEL POZO, J., y RIBA, O. (1971).—«Algunas precisiones sobre la sedimentación y paleoecología del Cretácico Inferior en la zona de Utrillas-Villarroya de los Pinares (Teruel)». *Est. Geol.*, vol. 17, pp. 497-512.

ALIA, M. (1972).—«Evolucion post-hercynienne dans les région centrale de la Meseta espagnole». *Inter. Geol. Congr.*, Section 3, pp. 265-272.

ARTHAUD, F. (1969).—«Méthode de determination graphifique des directions de raccourcissement, d'allongement et intermediare d'une population de failles». *Bull. Soc. Géol. France*, t. XI, pp. 729-737.

ARTHAUD, F., y CHOUKROUNE, P. (1972).—«Méthode d'analyse de la tectonique cassante a l'aide des microstructures dans les zones peu déformées. Exemple de la plate —forme Nord— Aquitaine». *Rev. de L'Inst. Franc. du Pétrole*, vol. XXVI, núm. 5, pp. 715-732.

ASSENS, J., et al. (1973).—«Memoria de la Hoja núm. 27-26 (Chelva)». *Plan Magna. IGME* (en prensa).

BAKX, L. (1935).—«La géologie de Cascante del Río Balacloche (Espagne)». *Leids. Geol. Medde.*, vol. 8, pp. 157-220.

BATALLER, J. (1963).—«El Calloviense de Abejuela». *Not. y Com. I. G. M. E.*, vol. núm. 69, pp. 131-174.

BEMMEL, H., y GEYER, O. F. (1966).—«Stratigraphie und Fosilführung im Unterjura von Albarracin». *N. Jb. Geol. Palaont. Abh.*, núm. 124, pp. 1-52.

BELTRAN, F. (1924).—«Sobre algunos fósiles del Weáldico de Benagever (Valencia)». *Bol. R. Soc. Esp. Hist. Nat.*, t. 24, pp. 439.

BIROT, P. (1960).—«Morphologie des monts celtiberiques orientaux». *Bull. Soc. Geogr.*, vol. 72, pp. 101-130.

BIROT, P., et SOLE SABARIS, L. (1957).—«Sedimentation continentale entre Teruel et Baza». *C. R. Somm. Soc. Geol. France*, pp. 178-179.

BOTELLA, F. (1854).—«Ojeada sobre la geología del Reino de Valencia». *Rev. Min.*, t. V, Madrid.

BRINKMANN, R. (1948).—«Las cadenas béticas y celtibéricas del sureste de España». *Publ. Extr. Geol. Esp. CSIC.*, vol. 4, pp. 307-439.

BULARD, P. F. (1971).—«La discontinuite ente le Callovien et l'Oxfordien sur la bordure Nord-Est des chaines Iberiques». *Cuad. Geol. Ibérica*, vol. 2, pp. 333-344.

BULARD, P. F.; CANEROT, J.; GAUTIER, F. et VIALLARD, P. (1971).—«Le Jurassique de la partie orientale des chaines Ibériques». *Cuad. Geol. Ibérica*, vol. 2, pp. 333-344.

CANEROT, J. (1969).—«La question de l'Utrillas dans le domaine Iberique (Espagne)». *C. R. Somm. Soc. Géol. France*, fas. 1, pp. 11-12.

— (1971).—«Le jurassique dans la partie meridionale de Maestrazgo (Castellón). Stratigraphie et Paleogeográphie». *Cuad. Geol. Ibérica*, vol. 2, pp. 323-332.

CORTAZAR, D., y PATO, M. (1882).—«Descripción física, geológica y agrológica de la provincia de Valencia». *Mem. Com. Mapa Geol. España*, vol. 10, pp. 1-417.

DUPUY DE LOME, E. (1968).—«Mapa geológico de la provincia de Valencia, Escala 1:200.000». *Inst. Geol. y Min. de España.*

DUPUY DE LOME, E., y SANCHEZ LOZANO, R. (1956).—«El sistema cretáceo en el Levante español». *Mem. Inst. Geol. Min. de España*, t. 57, pp. 20-255.

FELGUEROSO y RAMIREZ (1971).—«Estratigrafía del Jurásico en la zona de Teruel-Morella». *Cuad. Geol. Ibérica*, vol. 2, p. 488.

FREEMAN, T. (1972).—«Sedimentology and dolomitization of Muschelkalk carbonates (Triassic). Iberian Range, Spain». *The Ana. Ass. of Petroleum Geol. Bulletin*, vol. 56, núm. 3, March.

FONOLLA, F. et al. (1973).—«Memoria de la Hoja geológica de Landete. Plan Magna». *Inst. Geol. y Min. de España* (en prensa).

GAUTIER, F., y VIALLARD, P. (1966).—«Sur le Jurassique terminal et le Cretacé du Nord de la provincie de Valence (Espagne)». *C. R. Ac. Sc. Paris,* t. 262, pp. 432-435.

GAUTIER, F. (1968).—«Sur l'existence et l'âge d'un paleovolcanisme dans le Jurassique sud-aragonais (Espagne)». *C. R. Somm. Soc. Géol. France,* fasc. 3, pp. 74-75.

HUMBERT, M. (1962).—«Contribución al conocimiento geológico de Arcos de las Salinas, extremidad sur de la provincia de Teruel». *Bol. Inst. Geol. y Min. de España,* vol. 73, pp. 420-468.

MARTIN, R. (1936).—«Die Geologie von Camarena de la Sierra und Riodeva». *Leids. Geol. Mededel,* vol. u, pp. 55-154.

MAUTERDE, R. (1971).—«Esquisse de l'évolution biostratigraphique de la Peninsule Ibérique au Jurássique». *Cuad. de Geol. Ibérica,* vol. 2, pp. 27-32.

ORTI CABO, F., y SANFELIU, T. (1971).—«Estudio del vulcanismo Jurásico de Caudiel (Castellón) en relación con procesos de la eritización, condensación y silicificación de la serie calcárea». *Inst. Invest. Geol. Dip. Prov. Barcelona,* pp. 21-34.

RIBA, O. (1969).—«Estudio geológico de la Sierra de Albarracín». *Monograf. Inst. «Lucas Mallada»,* núm. 16, p. 283.

RIBA, O., y RIOS, J. M. (1960).—«Observations sur la structure du secteur sud-ouest de la chaine Ibérique». *Livr. Mem. Paul. Fallot. Soc. Geol. Fr.,* vol. 1, pp. 275-290.

ROTHE, B. (1959).—«Estude géologique detaillée de la région d'Alpuente: Province de Valencia (Espagne)». *Dipl. d'Etudes Sup. de Sc. Nat. Dijon* (inédito).

STASSE, O. (1959).—«Carte géologique detaillée de la region d'Aras de Alpuente-Province de Valence (Espagne)». *Dipl. d'Etudes Sup. de Sc. Nat. Dijon* (inédito).

TINTAN, H., y VIALLARD, P. (1970).—«Le Jurassique moyen et Superieur de la chaine Iberique sud-Occidentale aux confins des provinces de Teruel, Valencia y Cuenca». *C. R. Somm. Soc. Géol. France,* fasc. 6, pp. 107-208.

VIALLARD, P. (1966).—«Sur le Crétace de la chaine Ibérique castillane entre le río Turia y la haute Vallée du río Júcar (prov. de Valencia et Cuenca, Espagne)». *C. R. Ac. Sc. Paris,* t. 262, pp. 1.997-2.000.

— (1968).—«Le Crétace Inferieur dans la zone marginale sud-occidentale de la chaine Ibérique». *C. R. Somm. Soc. Géol. France,* fasc. 9, pp. 231-233.

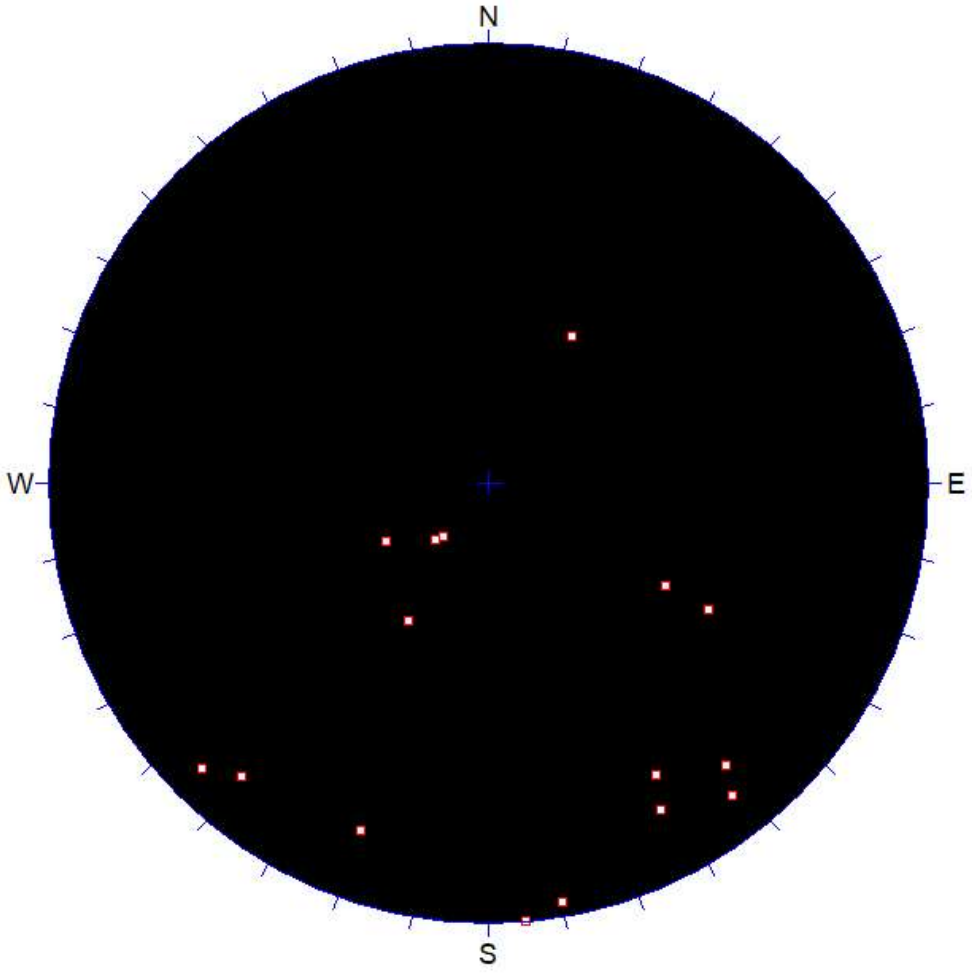
— (1968).—«Le Neocrétace de la chaine Ibérique Sud-occidentale aux confins des provinces de Cuenca, Teruel et Valencia». *C. R. Somm. Soc. Géol. France,* fas. 6, pp. 184-185.

VILLENA, J.; RAMIREZ DEL POZO, J.; LINARES, A., y RIBA, O. (1971).—«Características estratigráficas del Jurásico de la región de Molina de Aragón (zona comprendida entre Monreal del Campo y Zaorejas)». *Cuad. Geol. Ibérica,* vol. 2, pp. 355-374.

4. PROYECCIÓN ESTEREOGRÁFICA

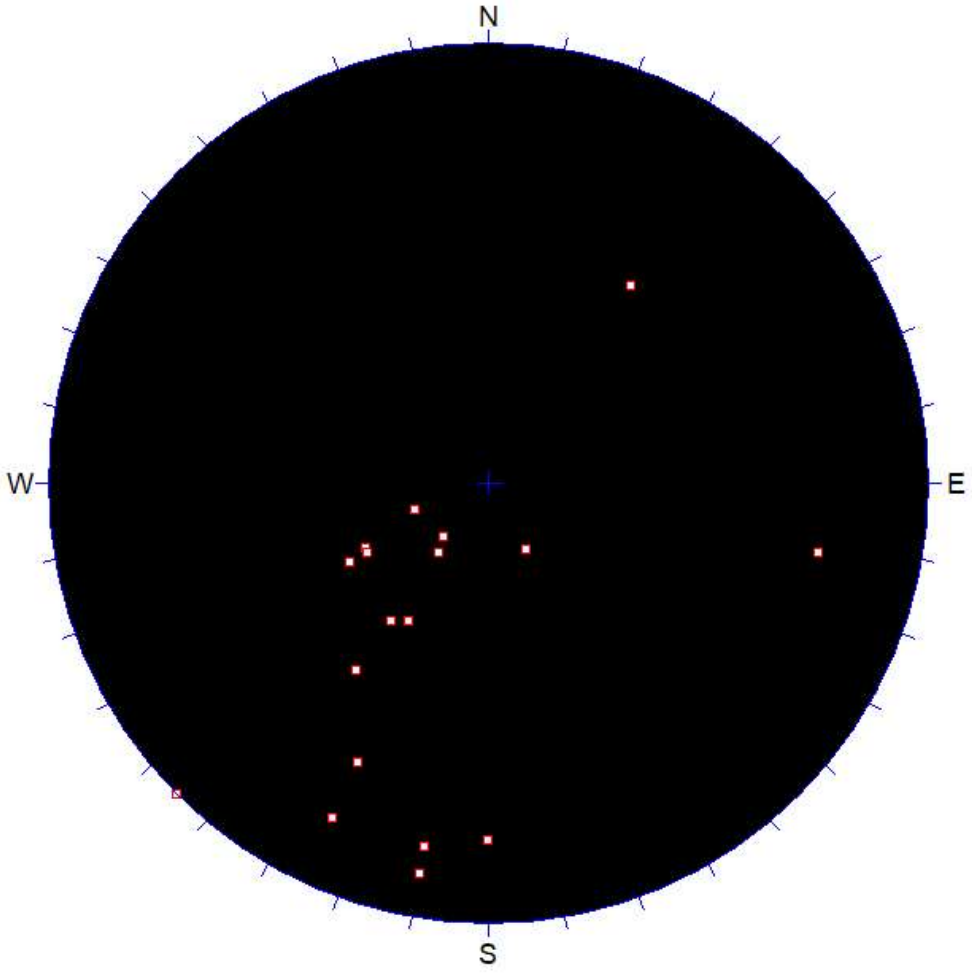
4.1 POLOS DE LOS PLANOS DE DISCONTINUIDAD DE LOS TALUDES

Se adjuntan los polos de los planos de las diferentes discontinuidades de los taludes estudiados en campo.



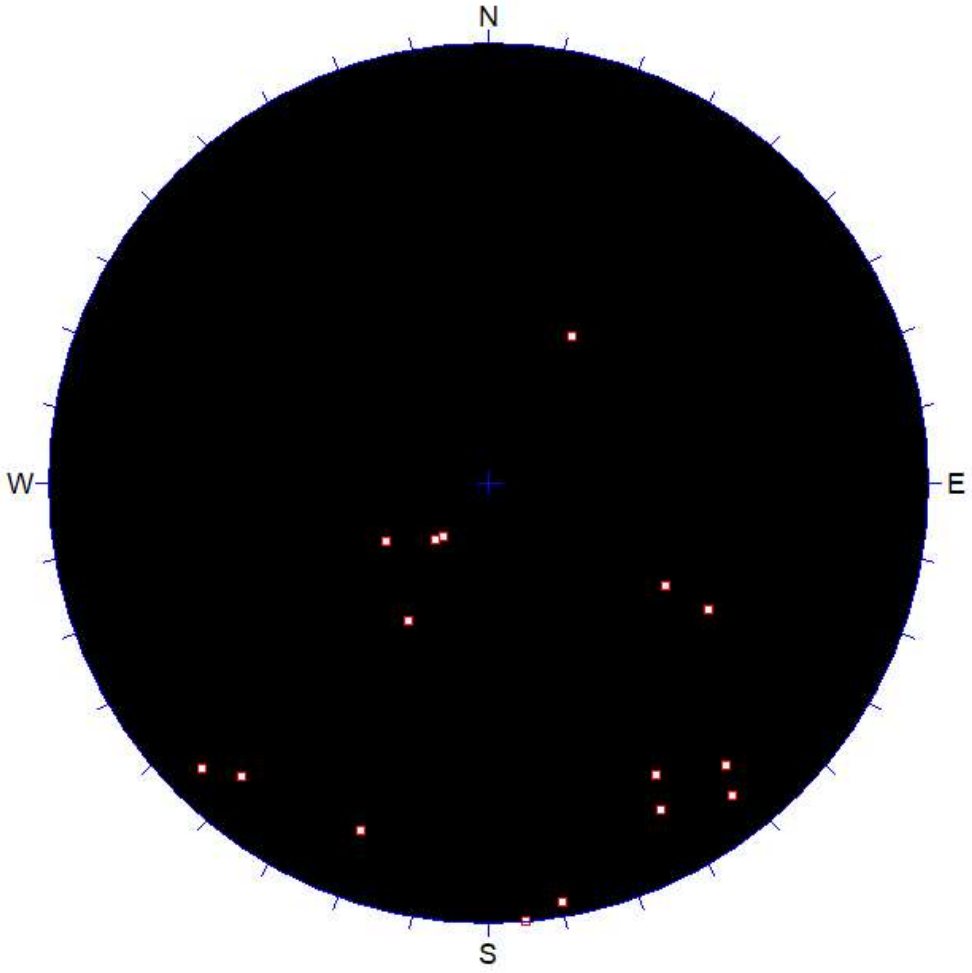
Poles

Equal Angle
Lower Hemisphere
18 Poles
18 Entries



Poles

Equal Angle
Lower Hemisphere
19 Poles
19 Entries

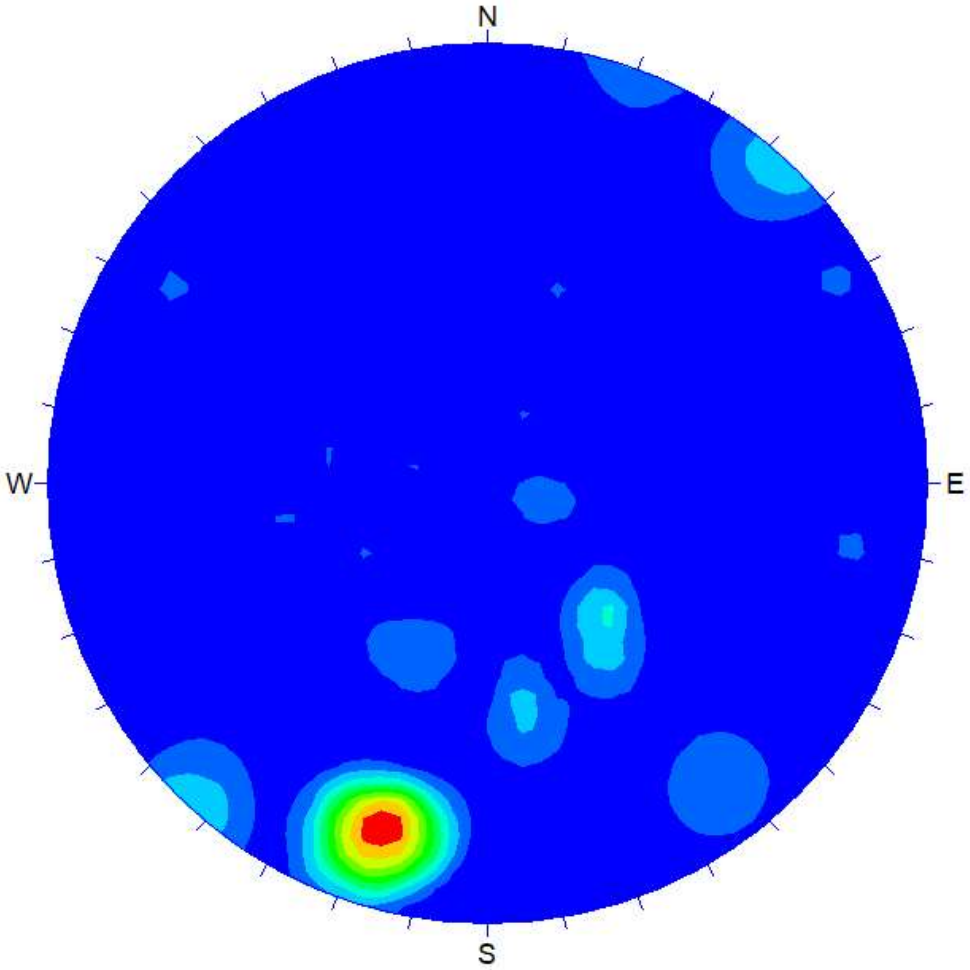


Poles

Equal Angle
Lower Hemisphere
18 Poles
18 Entries

4.2 CONJUNTO DE POLOS REPRESENTATIVOS DE LOS PLANOS DE DISCONTINUIDAD DE LOS TALUDES

Con estos polos podemos obtener las familias de discontinuidades de cada talud.

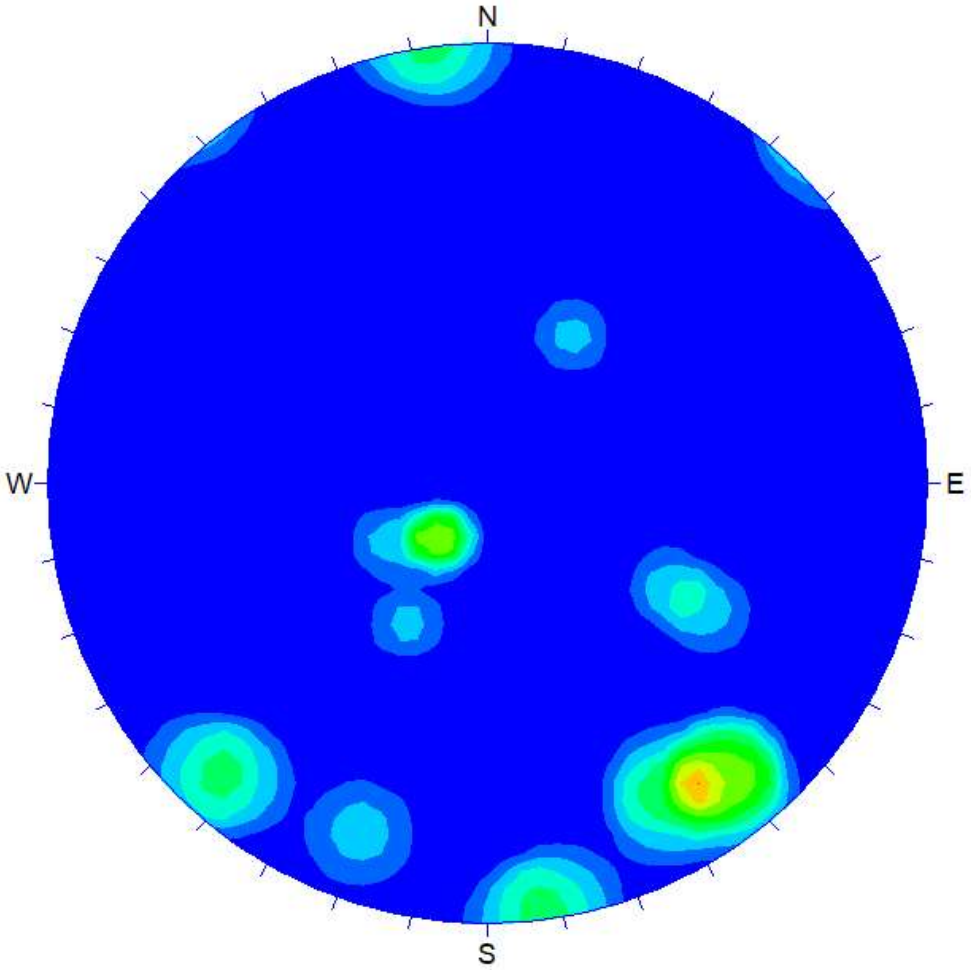


Fisher
Concentrations
% of total per 1.0 % area

	0.00 ~ 2.50 %
	2.50 ~ 5.00 %
	5.00 ~ 7.50 %
	7.50 ~ 10.00 %
	10.00 ~ 12.50 %
	12.50 ~ 15.00 %
	15.00 ~ 17.50 %
	17.50 ~ 20.00 %
	20.00 ~ 22.50 %
	22.50 ~ 25.00 %

No Bias Correction
Max. Conc. = 24.4159%

Equal Angle
Lower Hemisphere
39 Poles
39 Entries

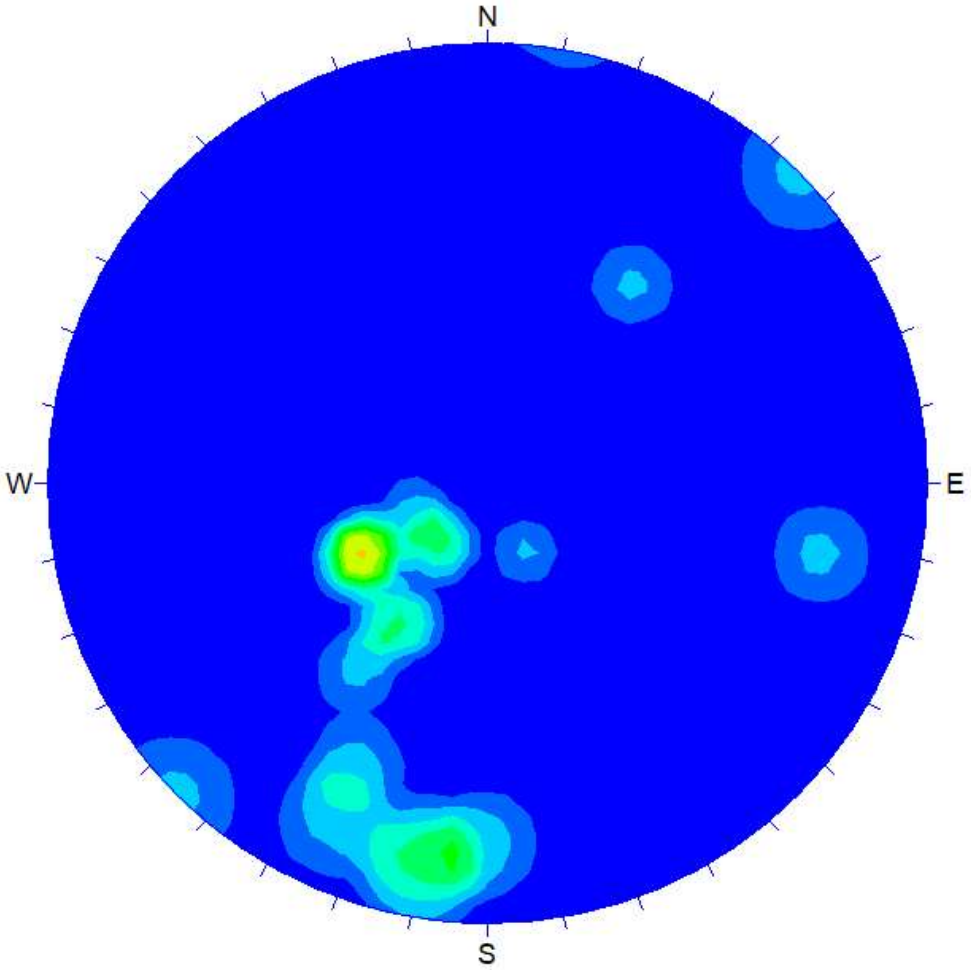


Fisher
Concentrations
% of total per 1.0 % area

0.00 ~ 2.50 %
2.50 ~ 5.00 %
5.00 ~ 7.50 %
7.50 ~ 10.00 %
10.00 ~ 12.50 %
12.50 ~ 15.00 %
15.00 ~ 17.50 %
17.50 ~ 20.00 %
20.00 ~ 22.50 %
22.50 ~ 25.00 %

No Bias Correction
Max. Conc. = 22.6089%

Equal Angle
Lower Hemisphere
18 Poles
18 Entries



Fisher
Concentrations
% of total per 1.0 % area

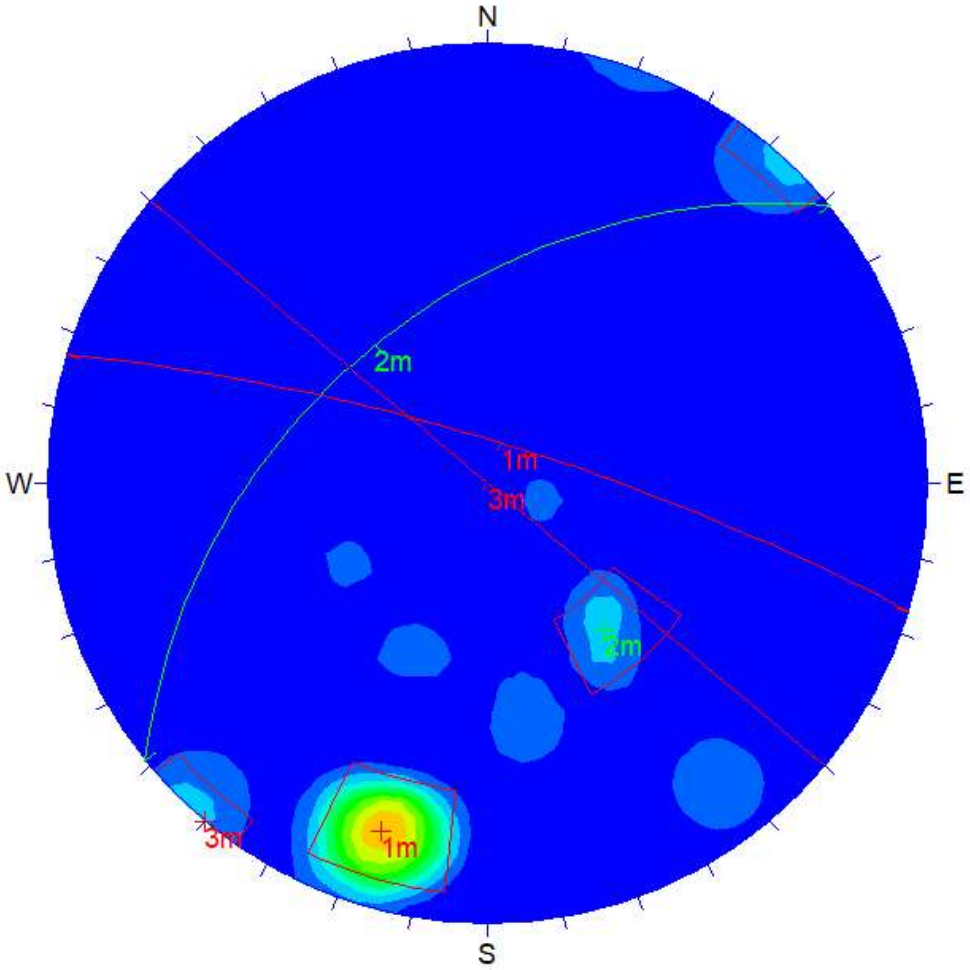
0.00 ~ 2.50 %
2.50 ~ 5.00 %
5.00 ~ 7.50 %
7.50 ~ 10.00 %
10.00 ~ 12.50 %
12.50 ~ 15.00 %
15.00 ~ 17.50 %
17.50 ~ 20.00 %
20.00 ~ 22.50 %
22.50 ~ 25.00 %

No Bias Correction
Max. Conc. = 20.5747%

Equal Angle
Lower Hemisphere
19 Poles
19 Entries

4.3 CONJUNTO DE FAMILIAS REPRESENTATIVAS PLANOS DE DISCONTINUIDAD DE LOS TALUDES

Una vez obtenidos estos polos se obtienen las familias más representativas de los taludes. Se adjuntan las proyecciones estereográficas con los planos de discontinuidad más representativos y la familia que aflora en la carretera.

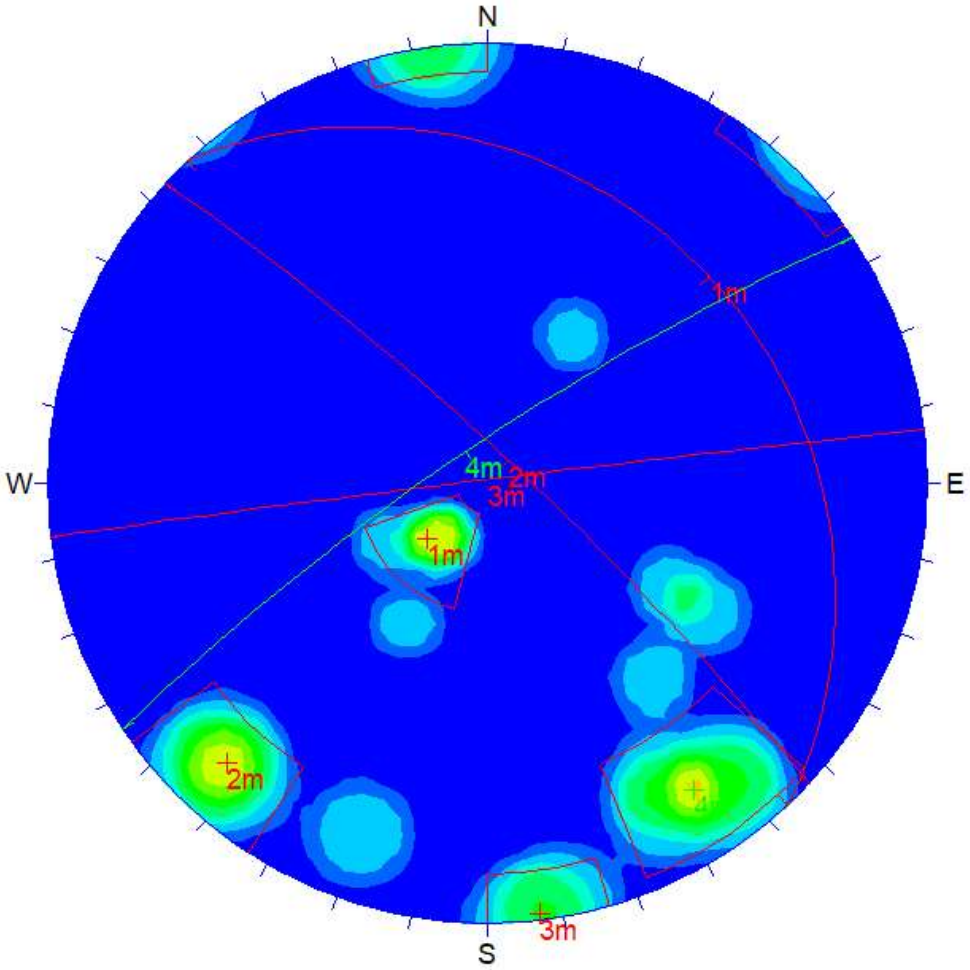


Fisher
Concentrations
% of total per 1.0 % area

	0.00 ~ 3.00 %
	3.00 ~ 6.00 %
	6.00 ~ 9.00 %
	9.00 ~ 12.00 %
	12.00 ~ 15.00 %
	15.00 ~ 18.00 %
	18.00 ~ 21.00 %
	21.00 ~ 24.00 %
	24.00 ~ 27.00 %
	27.00 ~ 30.00 %

No Bias Correction
Max. Conc. = 26.5319%

Equal Angle
Lower Hemisphere
39 Poles
39 Entries

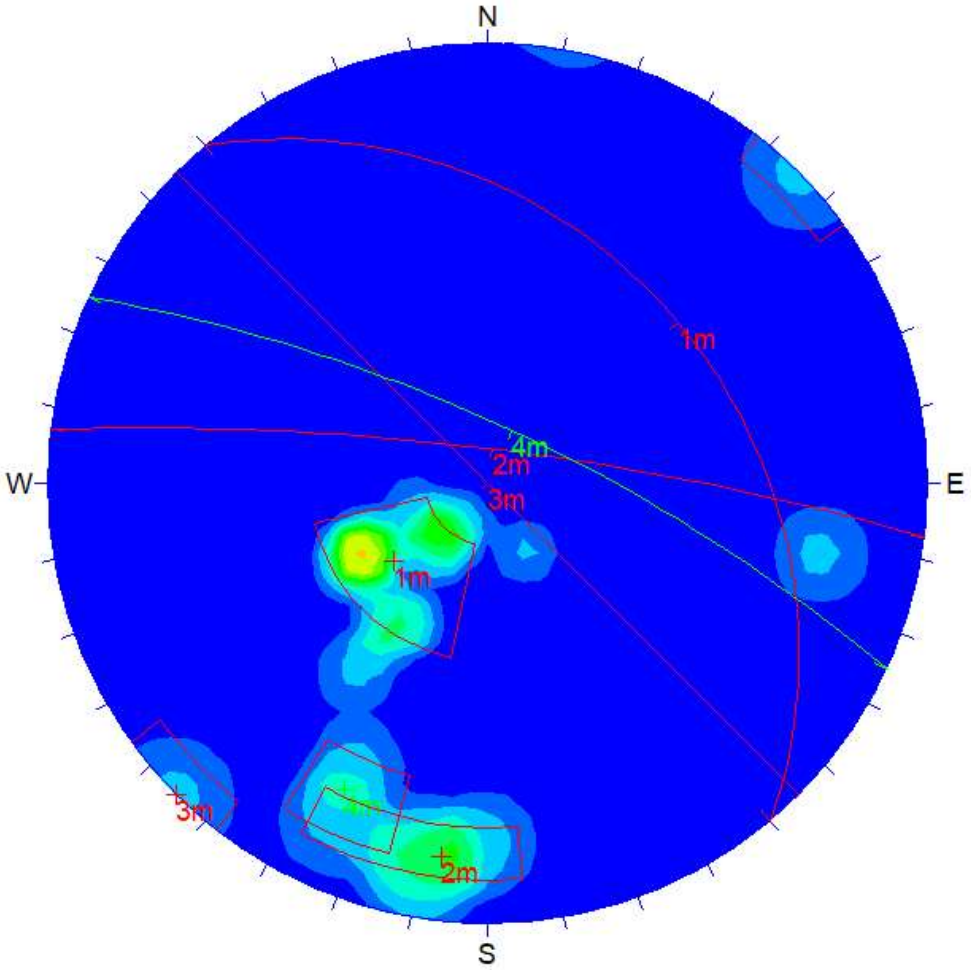


Fisher
Concentrations
% of total per 1.0 % area

0.00 ~ 2.00 %
2.00 ~ 4.00 %
4.00 ~ 6.00 %
6.00 ~ 8.00 %
8.00 ~ 10.00 %
10.00 ~ 12.00 %
12.00 ~ 14.00 %
14.00 ~ 16.00 %
16.00 ~ 18.00 %
18.00 ~ 20.00 %

No Bias Correction
Max. Conc. = 16.6732%

Equal Angle
Lower Hemisphere
19 Poles
19 Entries



Fisher
Concentrations
% of total per 1.0 % area

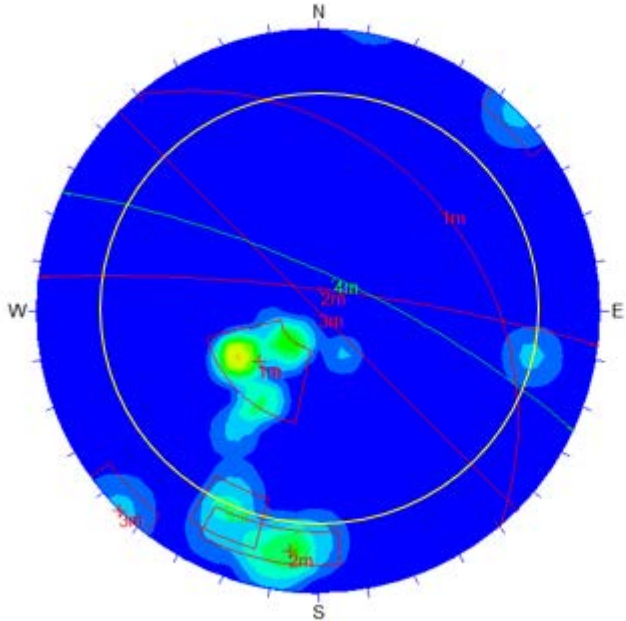
0.00 ~ 2.50 %
2.50 ~ 5.00 %
5.00 ~ 7.50 %
7.50 ~ 10.00 %
10.00 ~ 12.50 %
12.50 ~ 15.00 %
15.00 ~ 17.50 %
17.50 ~ 20.00 %
20.00 ~ 22.50 %
22.50 ~ 25.00 %

No Bias Correction
Max. Conc. = 20.5747%

Equal Angle
Lower Hemisphere
19 Poles
19 Entries

4.4 CLASE DE ROTURA OBSERVADA EN LOS TALUDES

4.4.1 ROTURA PLANAR



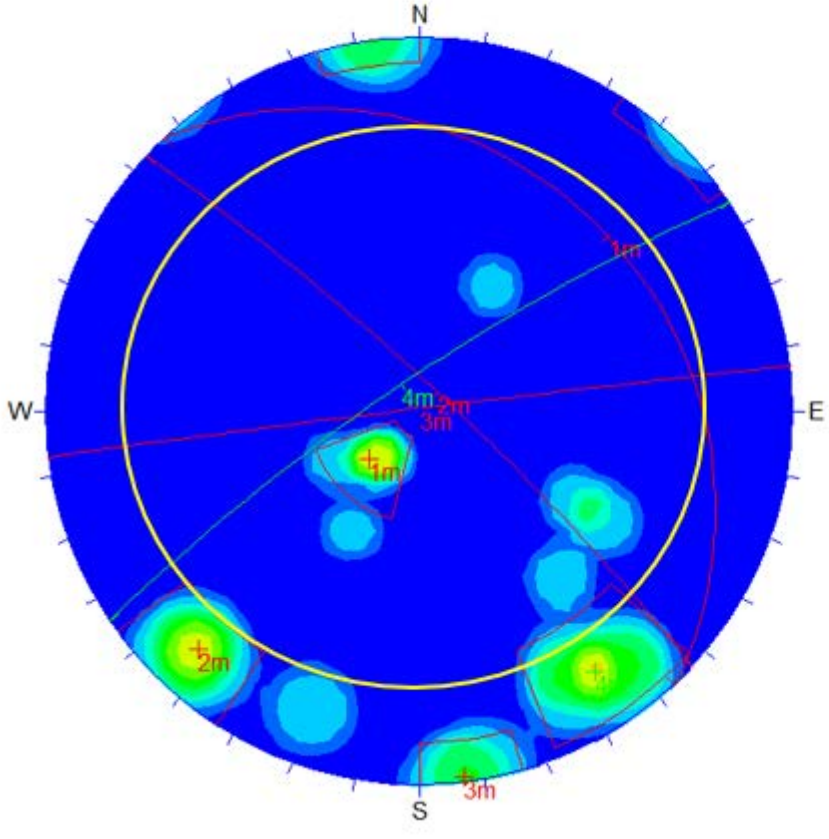
Fisher
Concentrations
% of total per 1.0 % area

	0.00 ~ 2.50 %
	2.50 ~ 5.00 %
	5.00 ~ 7.50 %
	7.50 ~ 10.00 %
	10.00 ~ 12.50 %
	12.50 ~ 15.00 %
	15.00 ~ 17.50 %
	17.50 ~ 20.00 %
	20.00 ~ 22.50 %
	22.50 ~ 25.00 %

No Bias Correction
Max. Conc. = 20.5747%

Equal Angle
Lower Hemisphere
19 Poles
19 Entries

4.4.2 ROTURA POR CUÑAS

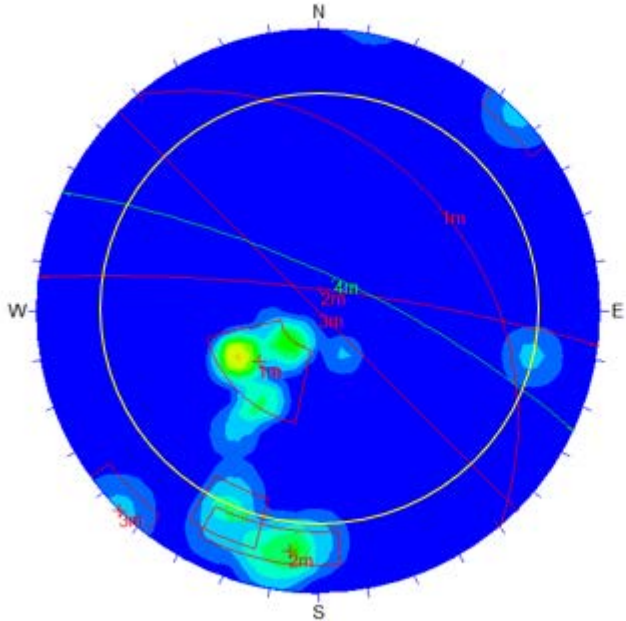


Fisher
Concentrations
% of total per 1.0 % area

0.00 ~ 2.00 %
2.00 ~ 4.00 %
4.00 ~ 6.00 %
6.00 ~ 8.00 %
8.00 ~ 10.00 %
10.00 ~ 12.00 %
12.00 ~ 14.00 %
14.00 ~ 16.00 %
16.00 ~ 18.00 %
18.00 ~ 20.00 %

No Bias Correction
Max. Conc. = 16.6732%

Equal Angle
Lower Hemisphere
19 Poles
19 Entries



Fisher
Concentrations
% of total per 1.0 % area

	0.00 ~ 2.50 %
	2.50 ~ 5.00 %
	5.00 ~ 7.50 %
	7.50 ~ 10.00 %
	10.00 ~ 12.50 %
	12.50 ~ 15.00 %
	15.00 ~ 17.50 %
	17.50 ~ 20.00 %
	20.00 ~ 22.50 %
	22.50 ~ 25.00 %

No Bias Correction
Max. Conc. = 20.5747%

Equal Angle
Lower Hemisphere
19 Poles
19 Entries

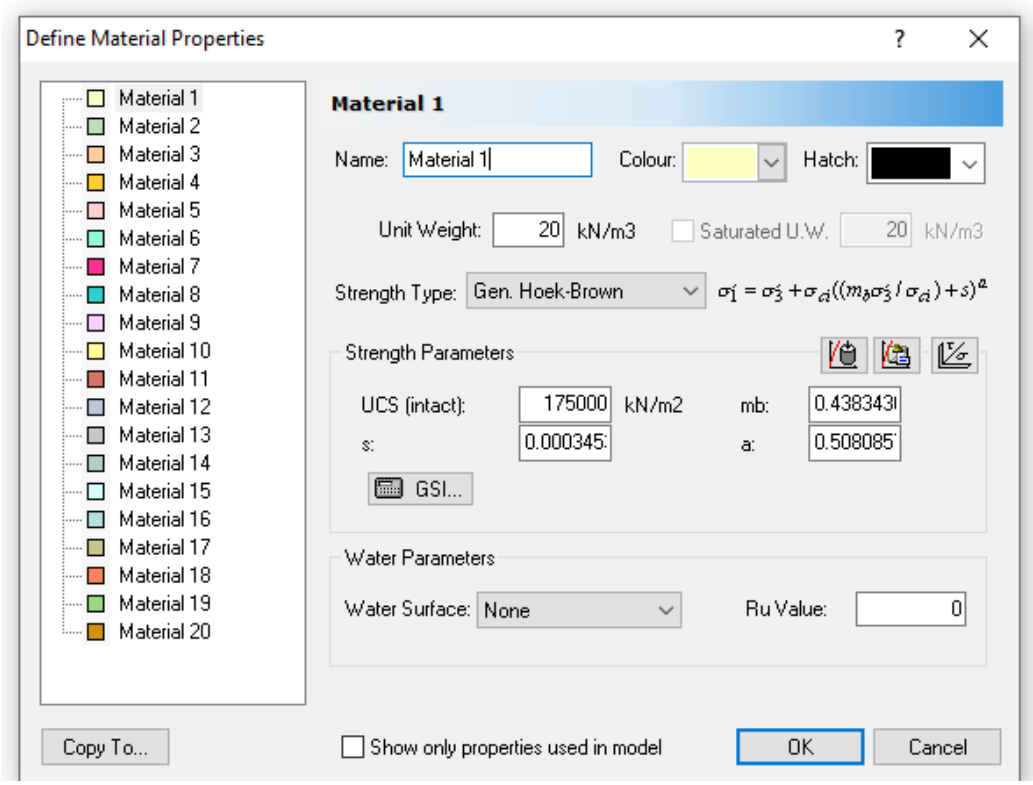
4.4.3 ROTURA POR VUELCO

No se presenta rotura por vuelvo

5. CALCULO CON EL PROGRAMA SLIDE

5.1 DATOS INTRODUIOS EN EL PROGRAMA

La estabilidad estructural se calcula con el programa SLIDE de RockScience, en el cual se introducen los siguientes datos del GSI:



5.2 RESULTADOS OBTENIDOS

Se han tenido como resultado los siguientes valores, después del modelizado del talud.

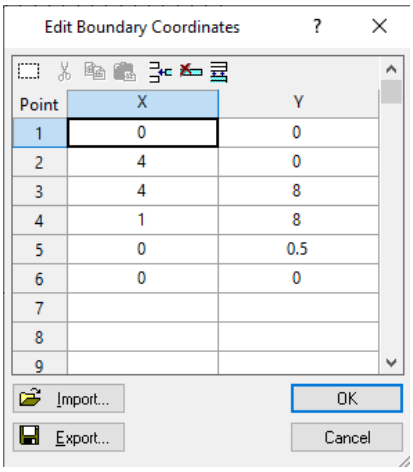


Figura 1: Geometría del talud a modelizar, elaboración propia.

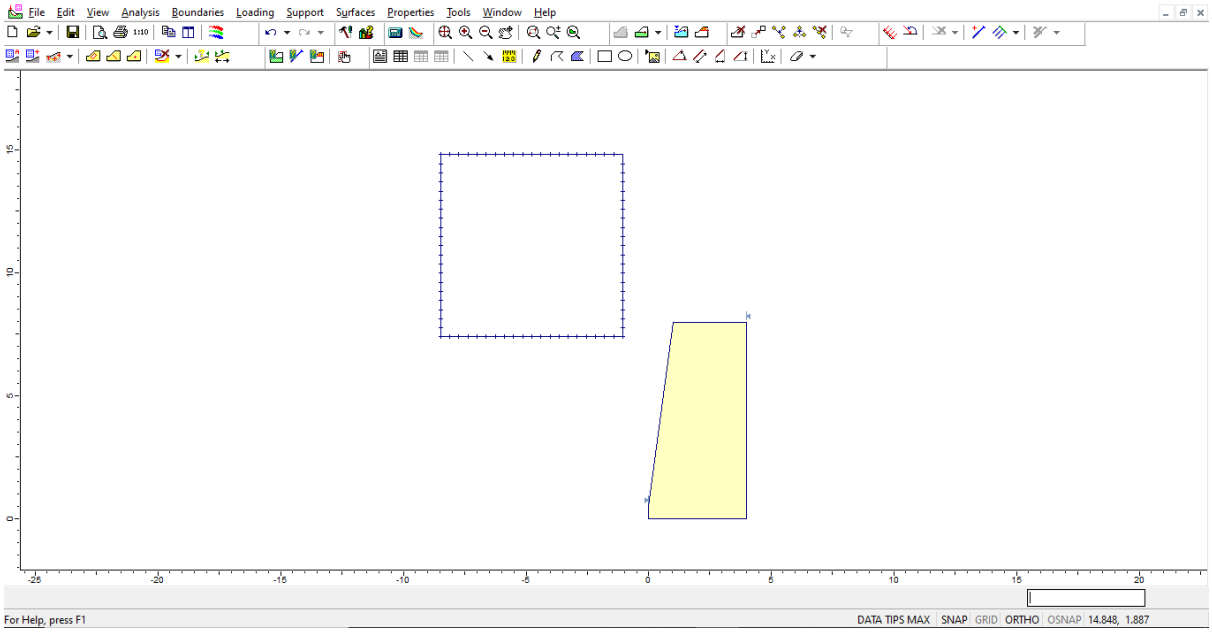


Figura 2: Datos de entrada para la modelización del talud, programa Slide de RockScience, elaboración propia.

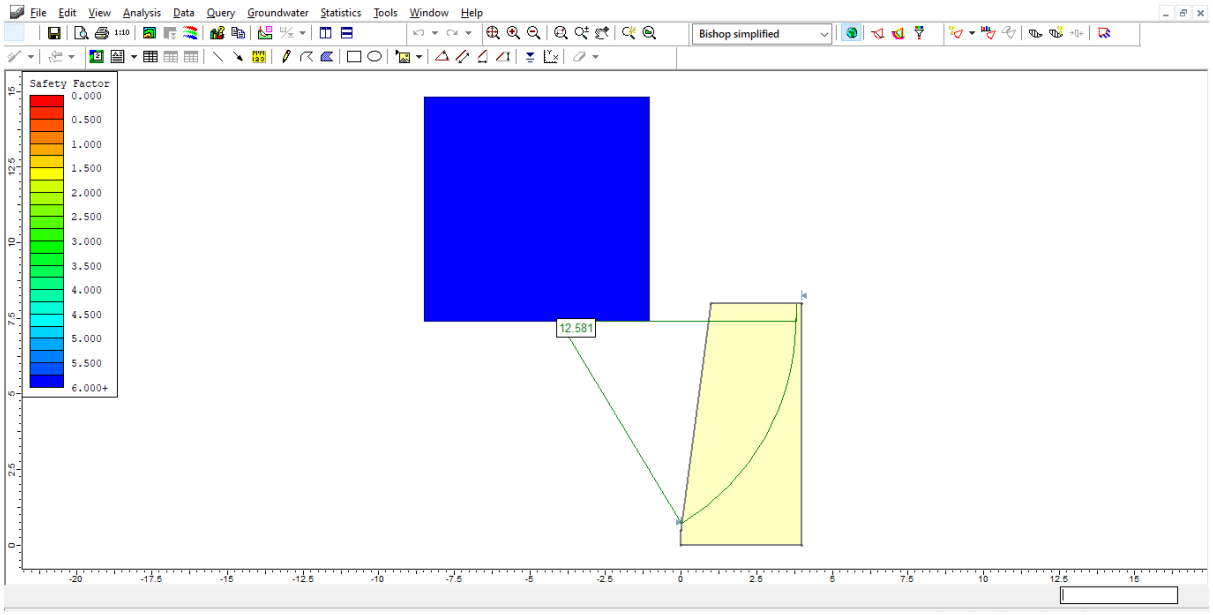


Figura 3:Estudio de estabilidad del talud 1 realizado con el programa Slide, de RockScience, elaboración propia.

ANEJO 4:
VISITA DE CAMPO

Índice

1. INTRODUCCIÓN 4
2. REPORTAJE FOTOGRÁFICO 4
3. FICHAS DE LAS ESTACIONES DE LOS TRES TALUDES EN GENERAL 7
4. FICHAS DE LAS TOMAS DE DATOS 11
   4.1 TALUD 1.1 11
   4.2 TALUD 1.2 12
   4.3 TALUD 2 13
   4.4 TALUD 3 14
5. FICHAS ORIGINALES DE CAMPO 15

1. INTRODUCCIÓN

Para la elaboración de este estudio se han se ha llevado a cabo estaciones geomecánicas en varias visitas de campo, además, se han tomado muestras en campo de los taludes representativos para posteriormente ensayarlas en laboratorio. Estas estaciones se llevan a cabo para elaborar un análisis en campo tanto de los macizos como de sus discontinuidades y una toma de muestras de los materiales para el futuro análisis de la estabilidad del talud. Los taludes en los que se han realizado dichas estaciones han sido los que se han tomado como representativos del macizo.

Para la realización del reconocimiento del talud, se ha llevado a cabo una inspección visual de la zona, así como una serie de trabajos de campo en el mes de febrero, marzo y mayo de 2019, de modo que sea posible contrastar la información geológica previa con datos reales de campo.

En se siguiente anejo se recopila toda la información de las salidas de campo.

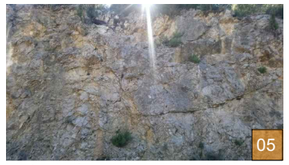
2. REPORTAJE FOTOGRÁFICO

Vista general del talud 1.

Toma de datos de la familia 1 de discontinuidades del talud 1.

Toma de datos de la familia 2 de discontinuidades del talud 1.

Detalle de la apertura de la grieta del talud 1.



Vista de familia de discontinuidades del talud 1.

Apertura de familia de discontinuidades del talud 1.

Vista de una de las disontinuidades del talud 1.

Relleno de una de las discontinuidades del talud 1.

Detalle de una junta con rellenos del talud 1.

Vista de una de las discontinuidades del talud 1, sensiblemente horizontal.

Vista en detalle de los rellenos de una de las discontinuidades del talud 1.

Vista general del talud 2.

Toma de datos de la familia 1 de discontinuidades del talud 2.

Toma de datos de la familia 2 de discontinuidades del talud 2.

Toma de datos de la familia 3 de discontinuidades del talud 2.

Vista general de la carretera objeto de estudio.

Detalle de la materia organiza del talud 2.

Detalle de la toma de datos del talud 2.

Detalle de la calcita presente en el talud 2.

Detalle del relleno una discontinuidad del talud 2.

Detalle del relleno de una de las familias de discontinuidades del talud 2.

Vista general del talud 3.

Toma de datos de la familia 1 de discontinuidades del talud 3.

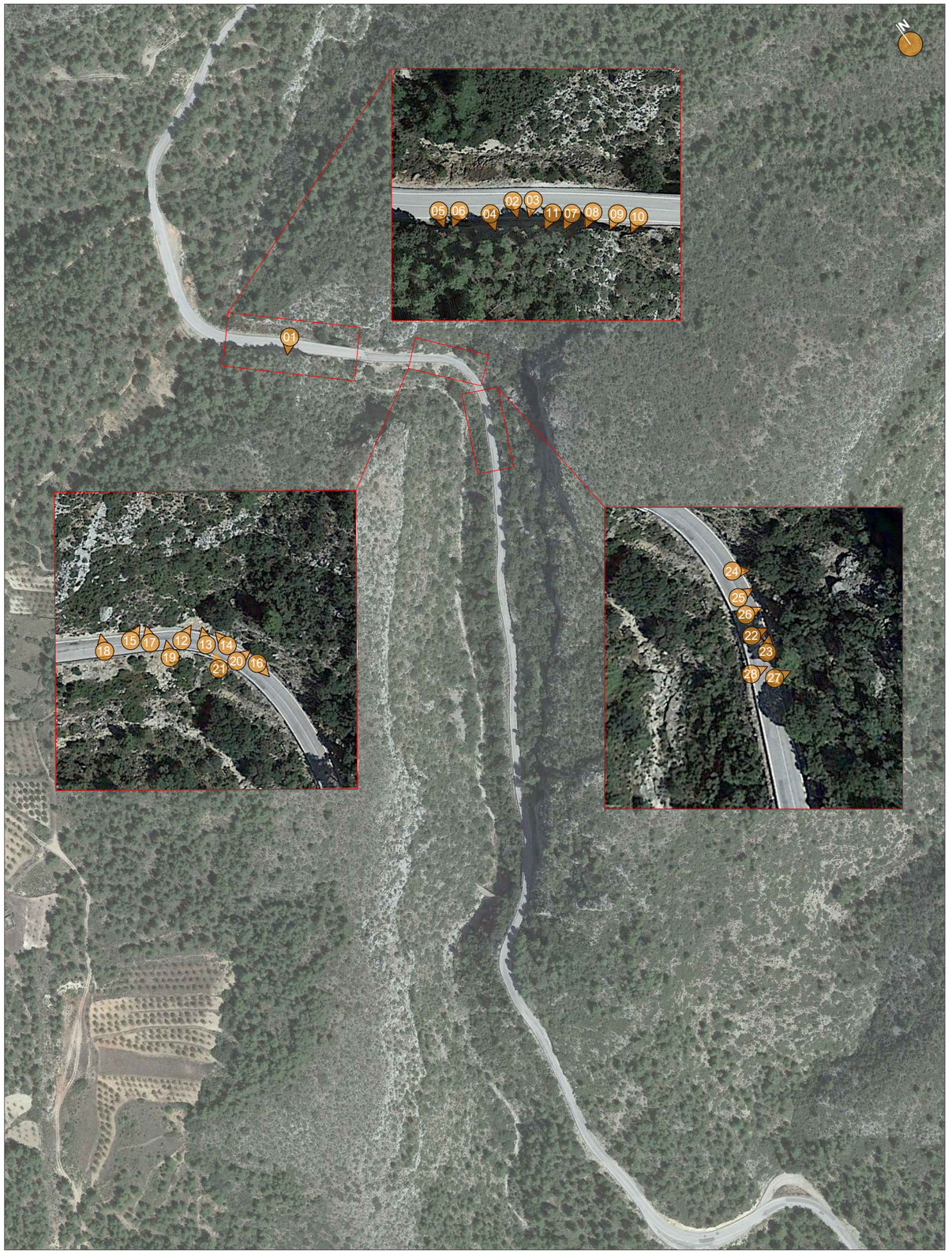
Detalle de la toma de datos del talud 3.

Detalle de la apertura de una de las familias de discontinuidades del talud 3.

Detalle del relleno de una de las aperturas de discontinuidades del talud 3.

Detalle de la calcila en la parte que aflora hacia la carretera del talud 3.

Vista en detalle de las familias de discontinuidades del talud 3.



Organismo	Autor	Fecha	Plano	Proyecto
UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA	SARA CANET SÁNCHEZ	SEPTIEMBRE 2019	REPORTAJE FOTOGRÁFICO	ESTUDIO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO Y DE ESTABILIDAD DE LOS TALUDES DEL TRAMO PK-22+500 A PK-23+500 DE LA CV-345 (VALENCIA)

3. FICHAS DE LAS ESTACIONES DE LOS TRES TALUDES EN GENERAL

ESTACIONES GEOMECÁNICAS. DATOS DE CAMPO					
ESTACIÓN:	**1**	**LUGAR:**	**Carretera CV-345**	**FECHA:**	**feb-19**

DESCRIPCIÓN DEL MACIZO	
LITOLOGIA	Roca caliza
TEXTURA	Textura rugosa
ESPERSOR DE LOS ESTRATOS	se llevo a cabo para cada discontinuidad
DIÁMETRO DE LOS BLOQUES CAIDOS	200 cm de media a pie del talud
OBSERVACIONES	

RESISTENCIA A COMPRESIÓN SIMPLE DE LA ROCA INTACATA	se lleva a cabo en laboratorio
SEPARACIÓN ENTRE DIACLASAS	Pequeña
GRADO DE METEORIZACIÓN	Medio
PRESENCIA DE AGUA	No se detectó presencia de agua
TIPO DE EXCAVACIÓN	En caso de excavar seria en roca
DIRECCIÓN DE BUZAMIENTO DEL TALUD	321
BUZAMIENTO DEL TALUD	46

ESTACIONES GEOMECÁNICAS. DATOS DE CAMPO					
ESTACIÓN:	**2**	**LUGAR:**	**Carretera CV-345**	**FECHA:**	**feb-19**

DESCRIPCIÓN DEL MACIZO	
LITOLOGIA	Roca caliza
TEXTURA	Textura rugosa
ESPERSOR DE LOS ESTRATOS	se llevo a cabo para cada discontinuidad
DIÁMETRO DE LOS BLOQUES CAIDOS	100 cm de media a pie del talud
OBSERVACIONES	

RESISTENCIA A COMPRESIÓN SIMPLE DE LA ROCA INTACATA	se lleva a cabo en laboratorio

SEPARACIÓN ENTRE DIACLASAS	Pequeña

GRADO DE METEORIZACIÓN	Medio

PRESENCIA DE AGUA	No se detectó presencia de agua

TIPO DE EXCAVACIÓN	En caso de excavar seria en roca

DIRECCIÓN DE BUZAMIENTO DEL TALUD	326

BUZAMIENTO DEL TALUD	80

ESTACIONES GEOMECÁNICAS. DATOS DE CAMPO					
ESTACIÓN:	**3**	**LUGAR:**	**Carretera CV-345**	**FECHA:**	**feb-19**

DESCRIPCIÓN DEL MACIZO	
LITOLOGIA	Roca caliza
TEXTURA	Textura rugosa
ESPERSOR DE LOS ESTRATOS	se llevo a cabo para cada discontinuidad
DIÁMETRO DE LOS BLOQUES CAIDOS	100 cm de media a pie del talud
OBSERVACIONES	

RESISTENCIA A COMPRESIÓN SIMPLE DE LA ROCA INTACATA	se lleva a cabo en laboratorio

SEPARACIÓN ENTRE DIACLASAS	Pequeña

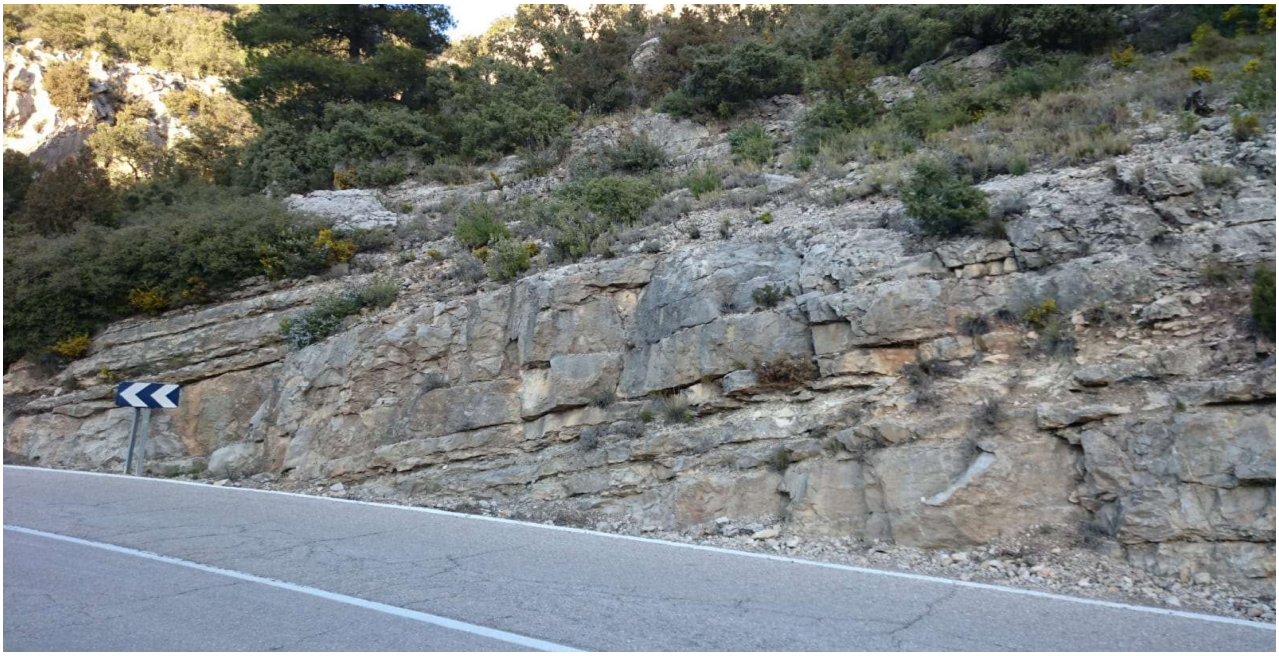
GRADO DE METEORIZACIÓN	Medio

PRESENCIA DE AGUA	No se detectó presencia de agua

TIPO DE EXCAVACIÓN	En caso de excavar seria en roca

DIRECCIÓN DE BUZAMIENTO DEL TALUD	25

BUZAMIENTO DEL TALUD	75



4. FICHAS DE LAS TOMAS DE DATOS

4.1 TALUD 1.1

TALUD 1

| AFLOR-4 ANTEPROY. | | | ESPACIADO en mm | | | | | | | CONTINUIDAD Rumbo / Buzamiento | | | | | APERTURA en mm | | | | | | | | | RUGOSIDAD | | | | | | | | | RELLENOS | | | | | | | | |

4.2 TALUD 1.2

TALUD 1

| AFLOR-4 ANTEPROY. | | | ESPACIADO en mm | | | | | | | CONTINUIDAD Rumbo / Buzamiento | | | | | APERTURA en mm | | | | | | | | | RUGOSIDAD | | | | | | | | | RELLENOS | | | | | | | | |

4.3 TALUD 2

TALUD 2

AFLOR-4 ANTEPROY.			ESPACIADO en mm							CONTINUIDAD Rumbo / Buzamiento					APERTURA en mm									RUGOSIDAD									RELLENOS															
																								Irregular			Ondulada			Plana					Meteorización							Filtraciones						
TIPO DE PLANO	DIRECCIÓN DE BUZAMIENTO	BUZAMIENTO	Extrem. juntas	Muy juntas	Juntas	Moderad. Juntas	Separadas	Muy separadas	Extrem. separadas	Muy baja	Baja	Moderada	Alta	Muy alta	Muy cerrada	Cerrada	Parcialm. abierta	Abierta	Moderm. abierta	Ancha	Muy ancha	Extrem. ancha	Cavernosa	I Rugosa	II Lisa	III Slickensided	IV Rugosa	V Lisa	VI Slickensided	VII Rugosa	VIII Lisa	IX Slickensided	Composición	Espesor mm	Sana	Algo meteoriz.	Media meteoriz.	Muy meteoriz.	Complet. met.	Suelo residual	Seco	Húmedo	Goteos	Flujo			
			< 20	20-60	60-200	200-600	600-2000	2000-6000	< 6000	< 1	1-3	3-10	10-20	> 20	< 0.1	0.1-0.25	0.25-0.5	0.5-2.5	2.5-10	> 10	10-100	100-1000	>1000												I	II	III	IV	V	VI							
F.P.	330	75					■				■							■									■							30						■						
	320	80				■					■							■									■							5						■						
	40	82					■				■									■							■							10						■						
	45	85					■				■									■							■												■	■						
	300	50					■					■						■									■												■	■						
F.P.	355	90					■				■							■												■									■	■						
	20	80						■			■					■														■									■	■						
	30	40					■					■					■										■								20						■						
	322	84				■						■					■										■												■	■						
	300	60				■						■							■								■												■	■						
	60	30					■						■					■									■												■	■						
	42	20				■							■					■									■												■	■						
	40	18				■						■					■										■				■								■	■						
F.P.	332	80					■					■						■									■												■	■						
	350	88					■					■							■								■												■	■						
	40	18					■				■								■								■												■	■						
	45	80		■								■					■										■												■	■						
	320	60					■					■						■									■								8						■						
	210	42					■						■					■									■												■	■						

4.4 TALUD 3

TALUD 3

AFLOR-4 ANTEPROY.			ESPACIADO en mm							CONTINUIDAD Rumbo / Buzamiento					APERTURA en mm									RUGOSIDAD									RELLENOS												
																								Irregular			Ondulada			Plana					Meteorización						Filtraciones			
TIPO DE PLANO	DIRECCIÓN DE BUZAMIENTO	BUZAMIENTO	Extrem. juntas	Muy juntas	Juntas	Moderad. Juntas	Separadas	Muy separadas	Extrem. separadas	Muy baja	Baja	Moderada	Alta	Muy alta	Muy cerrada	Cerrada	Parcialm. abierta	Abierta	Moderm. abierta	Ancha	Muy ancha	Extrem. ancha	Cavernosa	I Rugosa	II Lisa	III Slickensided	IV Rugosa	V Lisa	VI Slickensided	VII Rugosa	VIII Lisa	IX Slickensided	Composición	Espesor mm	Sana	Algo meteoriz.	Media meteoriz.	Muy meteoriz.	Complet. met.	Suelo residual	Seco	Húmedo	Goteos	Flujo
			< 20	20-60	60-200	200-600	600-2000	2000-6000	< 6000	< 1	1-3	3-10	10-20	> 20	< 0.1	0.1-0.25	0.25-0.5	0.5-2.5	2.5-10	> 10	10-100	100-1000	>1000												I	II	III	IV	V	VI				
	45	90					■				■						■										■												■	■				
	35	55					■					■						■									■												■	■				
	60	35					■					■					■										■							20						■	■				
	70	20					■					■					■										■											■		■					
	62	35				■					■						■													■			10						■					
	60	40					■				■							■									■												■	■				
	30	40					■				■								■											■									■	■				
	35	42					■				■								■											■									■	■				
F.P.	385	80						■			■					■											■												■	■				
F.P.	282	75					■				■						■										■							8						■				
	360	78					■					■					■										■												■	■				
	10	80					■					■						■									■												■	■				
	10	84						■			■							■									■							200						■				
	60	35					■				■							■									■												■	■				
	40	18					■				■						■										■												■	■				
F.P.	330	20					■				■				■														■									■					
	36	12				■				■							■												■									■					
	35	22					■				■						■											■										■	■				
F.P.	385	70				■					■						■													■				20					■				

5. FICHAS ORIGINALES DE CAMPO

Talud 3

TIPO DE ROCA:

| AFLOR-4 ANTEPROY. | | | ESPACIADO en mm | | | | | | | CONTINUIDAD Rumbo / Buzamiento | | | | | APERTURA en mm | | | | | | | | | RUGOSIDAD | | | | | | | | | RELLENOS | | | | | | | | |

Talud 1.1.

TIPO DE ROCA:

AFLOR-4 ANTEPROY.			ESPACIADO en mm							CONTINUIDAD Rumbo / Buzamiento					APERTURA en mm									RUGOSIDAD									RELLENOS																	
																								Irregular			Ondulada			Plana					Meteorización						Filtraciones								
TIPO DE PLANO	DIRECCIÓN DE BUZAMIENTO	BUZAMIENTO	Extrem. juntas	Muy juntas	Juntas	Moderad. Juntas	Separadas	Muy separadas	Extrem. separadas	Muy baja	Baja	Moderada	Alta	Muy alta	Muy cerrada	Cerrada	Parcialm. abierta	Abierta	Moderm. abierta	Ancha	Muy ancha	Extrem. ancha	Cavernosa	I Rugosa	II Lisa	III Slickensided	IV Rugosa	V Lisa	VI Slickensided	VII Rugosa	VIII Lisa	IX Slickensided	Composición	Espesor mm	I Sana	II Algo meteoriz.	III Media meteoriz.	IV Muy meteoriz.	V Complet. met.	VI Suelo residual	Seco	Húmedo	Goteos	Flujo				
			< 20	20-60	60-200	200-600	600-2000	2000-6000	< 6000	< 1	1-3	3-10	10-20	> 20	< 0.1	0.1-0.25	0.25-0.5	0.5-2.5	2.5-10	> 10	10-100	100-1000	>1000																									
1	250	90																																														
	12	28																																														
	20	78																																														
	15	50																																														
	15	80																																														
	60	35																																														
	15	22																																														
	10	15																																														
	14	80																																														
	100	40																																														
	50	50																																														
	32	58																																														
	80	50																																														
	32	40																																														
	35	60																																														
	80	80																																														
	30	55																																														
	35	58																																														
	32	45																																														
	35	32																																														
	26	20																																														

TIPO DE PLANO: S0 Estratificación J Juntas S1 Esquistosidad F Fallas

RELLENO: A Arcillas O Oxidos M Milonita C Calcita

Talud inestable por falta de cuneo

Tabla 1.2 (continuación)

TIPO DE ROCA:

| AFLOR-4 ANTEPROY. | | | ESPACIADO en mm | | | | | | | CONTINUIDAD Rumbo / Buzamiento | | | | | APERTURA en mm | | | | | | | | | RUGOSIDAD | | | | | | | | | RELLENOS | | | | | | | | |

Vabd 2

TIPO DE ROCA:

AFLOR-4 ANTEPROY.			ESPACIADO en mm							CONTINUIDAD Rumbo / Buzamiento					APERTURA en mm									RUGOSIDAD									RELLENOS																
																								Irregular			Ondulada			Plana					Meteorización						Filtraciones							
TIPO DE PLANO	DIRECCIÓN DE BUZAMIENTO	BUZAMIENTO	Extrem. juntas	Muy juntas	Juntas	Moderad. Juntas	Separadas	Muy separadas	Extrem. separadas	Muy baja	Baja	Moderada	Alta	Muy alta	Muy cerrada	Cerrada	Parcialm. abierta	Abierta	Moderm. abierta	Ancha	Muy ancha	Extrem. ancha	Cavernosa	I Rugosa	II Lisa	III Slickensided	IV Rugosa	V Lisa	VI Slickensided	VII Rugosa	VIII Lisa	IX Slickensided	Composición	Espesor mm	I Sana	II Algo meteoriz.	III Media meteoriz.	IV Muy meteoriz.	V Complet. met.	VI Suelo residual	Seco	Húmedo	Goteos	Flujo				
			< 20	20-60	60-200	200-600	600-2000	2000-6000	< 6000	< 1	1-3	3-10	10-20	> 20	< 0.1	0.1-0.25	0.25-0.5	0.5-2.5	2.5-10	> 10	10-100	100-1000	>1000																									
J	250	90																																														
	330	25																															30																
	320	80																															5																
	40	82																															10																
	45	85																																														
	320	90																																														
	355	90																																														
	80	80																																														
	30	40																																														
	322	84																																														
	300	60																																														
	60	30																																														
	42	20																																														
	40	18																																														
	332	80																																														
	350	83																																														
	40	18																																														
	45	80																																														
	320	60																																														
	210	142																																														

TIPO DE PLANO: S0 Estratificación J Juntas S1 Esquistosidad F Fallas

RELLENO: A Arcillas O Oxidos M Milonita C Calcita

ANEJO 5:
PLAN DE OBRA Y ESTIMACIÓN ECONÓMICA

Índice

1. INTRODUCCIÓN 4
2. VALORACIÓN ECONÓMICA 5
3. PLAN DE OBRA 7

1. INTRODUCCIÓN

En este anejo se adjuntaran los documentos en relación con la valoración económica y el plan de obra realizado con el programa Project.

2. VALORACIÓN ECONÓMICA

MEJORA Y ESTABILIZACIÓN DEL MACIZO

VALORACIÓN ECONÓMICA: PRESUPUESTO

Código	Uds.	Descripción	Cantidad	Precio	Importe
		Actividades a realizazr para estabilizar el talud			
		TRABAJOS PREVIOS			
UO.101	m	Levantamiento de vallas metálicas, por medios mecánicos, incluso carga y transporte a almacén o a vertedero de la Contrata a cualquier distancia incluyendo canon de vertido.	250	2.45	612.5
UO.102	m³	Excavación a cielo abierto en roca en el ***talud 1***, con medios mecánicos e inclusión de martillo, con agotamiento incluso refino de taludes y fondo de la excavación, retirada y transporte de productos sobrantes a vertedero de la Contrata a cualquier distancia incluyendo canon de vertido. Disposición de los medios de seguridad y protección reglamentarios, limpieza del lugar de trabajo y retirada de maquinaria. Incluso herramientas y medios auxiliares.	510	6.04	3080.4
UO.103	m³	Excavación a cielo abierto en roca en el ***talud 2***, con medios mecánicos e inclusión de martillo, con agotamiento incluso refino de taludes y fondo de la excavación, retirada y transporte de productos sobrantes a vertedero de la Contrata a cualquier distancia incluyendo canon de vertido. Disposición de los medios de seguridad y protección reglamentarios, limpieza del lugar de trabajo y retirada de maquinaria. Incluso herramientas y medios auxiliares.	120	6.04	724.8
UO.104	m³	Excavación a cielo abierto en roca en el ***talud 3***, con medios mecánicos e inclusión de martillo, con agotamiento incluso refino de taludes y fondo de la excavación, retirada y transporte de productos sobrantes a vertedero de la Contrata a cualquier distancia incluyendo canon de vertido. Disposición de los medios de seguridad y protección reglamentarios, limpieza del lugar de trabajo y retirada de maquinaria. Incluso herramientas y medios auxiliares.	112.5	6.04	679.5
		ESTABILIZACIÓN			
UO.201	m²	Malla de acero corrugado B-500 S, de límite elástico 5.100 Kp/cm², de medidas de cuadrícula 15x15 cm, Ø 6 mm colocada en cualquier posición, incluso solapes. Disposición de los medios de seguridad y protección reglamentarios, herramientas, y medios auxiliares. Ejecutado en horario nocturno, dentro de la banda de mantenimiento. ***Talud 2***	160	3.42	547.2
UO.202	m	Bulón de barra acero B-500 S de 25 mm, incluyendo perforación a rotoperforación desde andamio, inyección posterior, placa, tuerca, tesado, totalmente colocado incluyendo maquinaria, herramientas y medios auxiliares necesarios. Disposición de los medios de seguridad y protección reglamentarios, herramientas y medios auxiliares. Ejecutado en horario nocturno, dentro de la banda de mantenimiento. ***Talud 1.***	227	53.71	12174.27
UO.203	m	Bulón de barra acero B-500 S de 25 mm, incluyendo perforación a rotoperforación desde andamio, inyección posterior, placa, tuerca, tesado, totalmente colocado incluyendo maquinaria, herramientas y medios auxiliares necesarios. Disposición de los medios de seguridad y protección reglamentarios, herramientas y medios auxiliares. Ejecutado en horario nocturno, dentro de la banda de mantenimiento. ***Talud 3.***	50	53.71	2685.5
UO.204	m²	Gunitado de hormigón H/MP/25/IIl, con aditivos, en capas de espesor igual o superior de 10 cm, para protección de taludes, incluso saneamiento manual previo, parte proporcional de mechinales, andamiajes y todos los medios necesarios. Disposición de los medios de seguridad y protección reglamentarios, herramientas y medios auxiliares. Ejecutado en horario nocturno, dentro de la banda de mantenimiento.	680	20.6	14008

UO.205	m²	Gunitado de hormigón H/MP/25/III, con aditivos, en capas de espesor igual o superior de 10 cm, para protección de taludes, incluso saneamiento manual previo, parte proporcional de mechinales, andamiajes y todos los medios necesarios. Disposición de los medios de seguridad y protección reglamentarios, herramientas y medios auxiliares. Ejecutado en horario nocturno, dentro de la banda de mantenimiento.	150	20.6	3090
UO.206	m	Drenes de tuberia de PVC incluso sellado de juntas, transporte de productos sobrantes a vertedero de la Contrata a cualquier distancia incluyendo canon de vertido. Disposición de los medios de seguridad y protección reglamentarios, herramientas y medios auxiliares.o.	277	11.89	3293.53
		TRABAJOS AUXILUARES			
UO.301	m	Cuneta trapecial a pie de talud, de 0,50 m de base, altura de 0,75m, y revestida con un mínimo de 15 cm de hormigón HM-20/B/20/IIa , totalmente terminada. Incluso excavación de la cuneta en roca por medios mecánicos. Incluso herramientas y medios auxiliares. ***Talud 2***	40	49.56	1982.4
UO.302	m	Drenes de tuberia de PVC incluso sellado de juntas, transporte de productos sobrantes a vertedero de la Contrata a cualquier distancia incluyendo canon de vertido. Disposición de los medios de seguridad y protección reglamentarios, herramientas y medios auxiliares.o.	250	11.89	2972.5
		INTEGRACIÓN AMBIENTAL			
UO.303	m	Extracción de capa de tierra vegetal, mediante excavación por capas, apilado para su posterior utilización y retirada de productos sobrantes a vertedero de la Contrata.	250	1.87	467.5
UO.304	m	Aportación y extendido de tierra vegetal en zonas alteradas por las obras.	250	1.38	345
UO.304	m	Ejecución de plantación de quercus ilex subdp ballota (encina) de ½ savias en alveolo forestal de 300 cc, excavación de hoyo de plantación de 30 x30 x 30 cm con medios manuelaes y rellenos del hoyo con tierra de la excavación y tierra vegetal i/formación de alcorque, colocación de tutor de caña de bambú, abono mineral y primer riego de plantación, suministro, transporte y descarga de la planta.	250	3.31	827.5
UO.305	m	Ejecución de plantación rosmarinus officinalis (romero) de ½ savias en alveolo forestal de 300 cc, excavación de hoyo de plantación de 30 x 30 x 30 cm con medios manuales y relleno del hoyo con tierra de la excavación y tierra vegetal i/formación alcorque, colocación de tutor o caña de bambú, abono mineral y primer riego de plantación, suministro, transporte y descarga de la planta.	250	3.36	840
UO.306	m	Riego de arbustos mediante camión cisterna 8.000 l i/carga y transporte desde punto de abastecimiento hasta el lugar de uso.	250	1.88	470
		GESTIÓN DE RESIDUOS			

UO.401

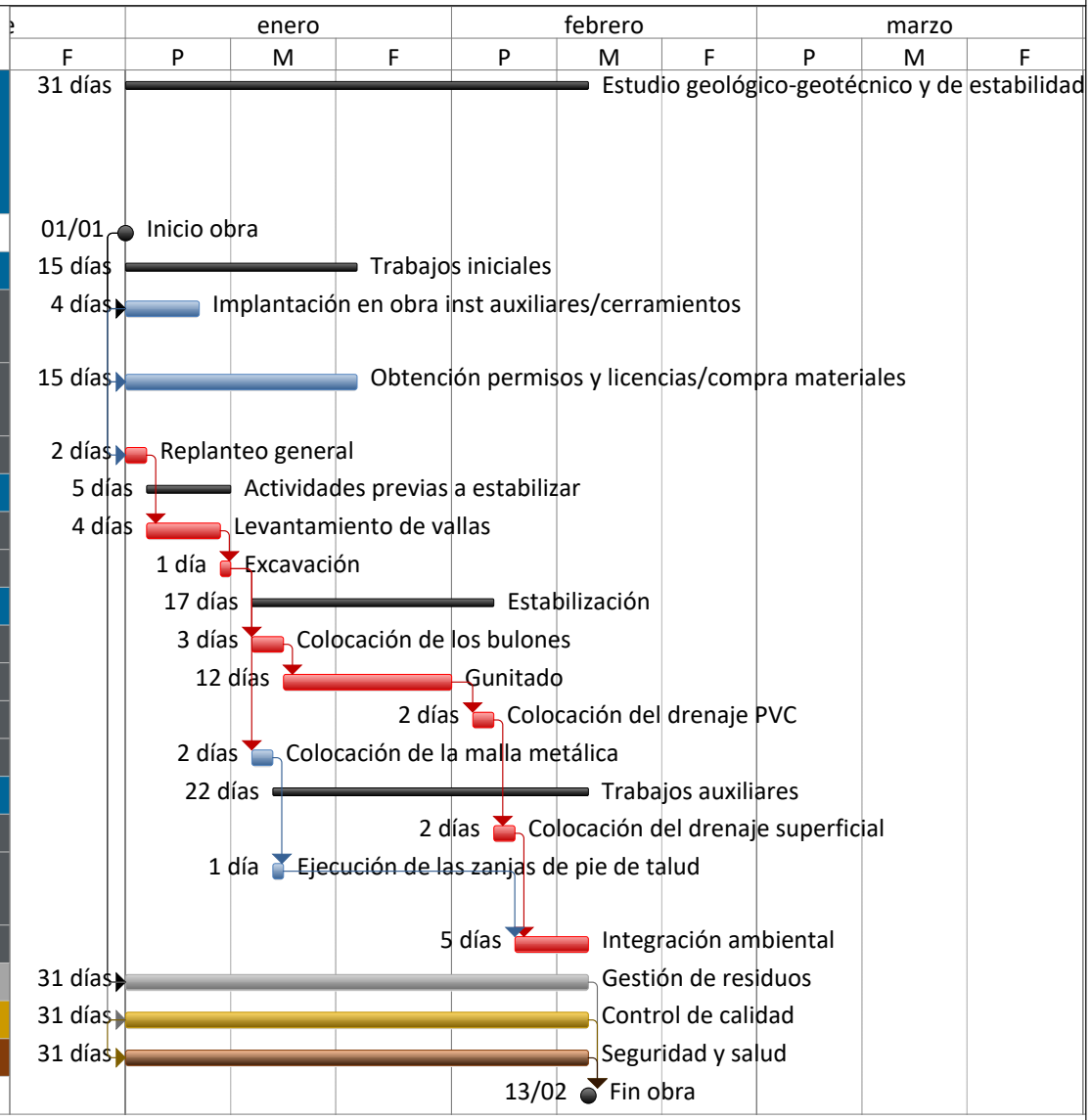
	m	Clasificación y recogida selectiva de residuos mediante medios manuales y mecánicos y depósito en la zona principal de almacenamiento de residuos de la obra.	250	7.19	1797.5

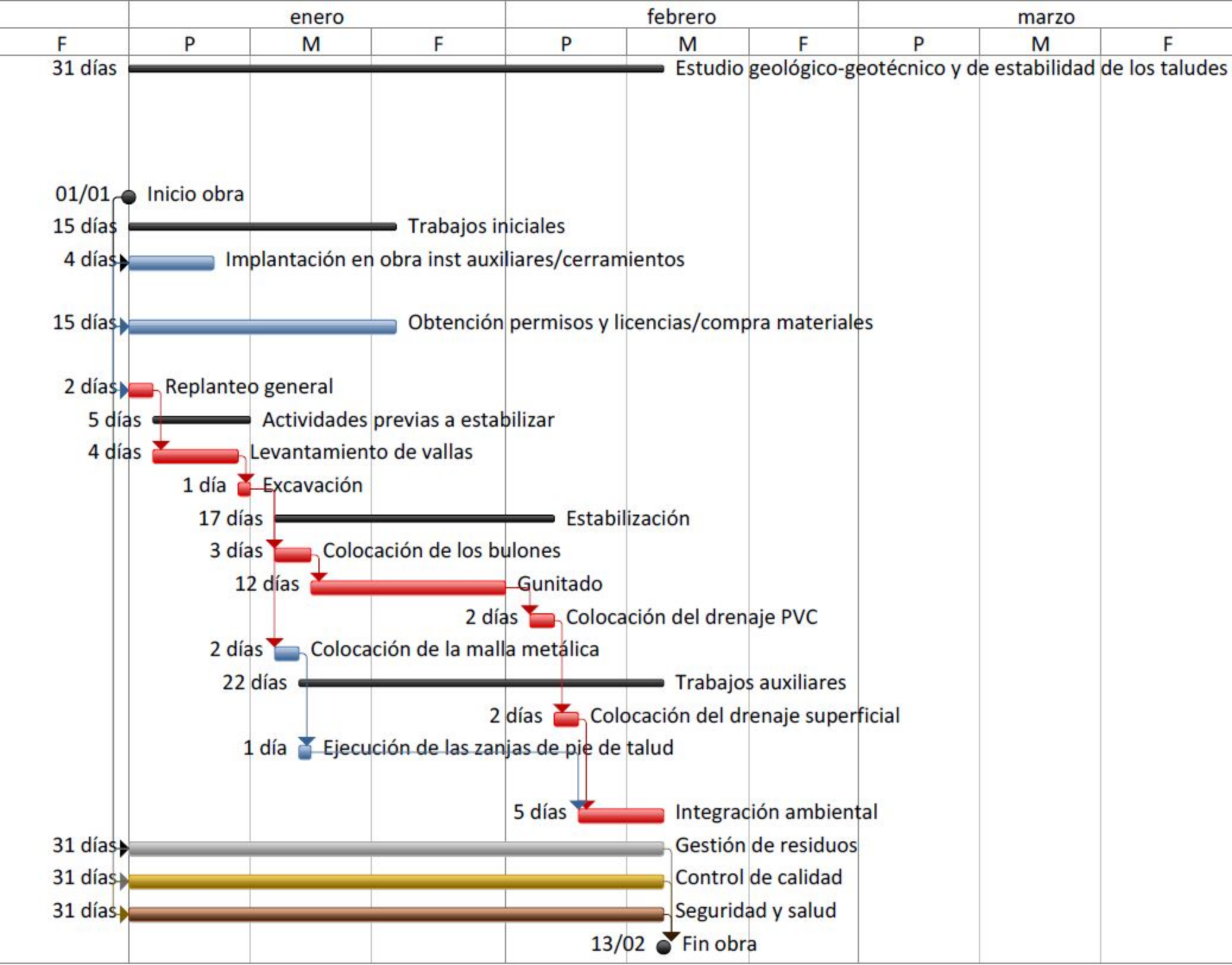
3. PLAN DE OBRA

ESTUDIO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO Y DE ESTABILIDAD DE LOS TALUDES DEL TRAMO PK-22+500 A PK-23+500 DE LA CV-345 (VALENCIA)

DIAGRAMA DE GANTT

Id	Nombre tarea	Duración	Inicio	Fin
0	**Estudio geológico-geotécnico y de estabilidad de los taludes del tramo PK-22+500 a PK-23+500 de la CV-345 (Valencia)**	**31 días**	**mié 01/01/20**	**jue 13/02/20**
1	**Inicio obra**	**0 días**	**mié 01/01/20**	**mié 01/01/20**
2	**Trabajos iniciales**	**15 días**	**mié 01/01/20**	**mié 22/01/20**
3	**Implantación en obra inst auxiliares/cerramientos**	**4 días**	**mié 01/01/20**	**mar 07/01/20**
4	**Obtención permisos y licencias/compra materiales**	**15 días**	**mié 01/01/20**	**mié 22/01/20**
5	**Replanteo general**	**2 días**	**mié 01/01/20**	**jue 02/01/20**
6	**Actividades previas a estabilizar**	**5 días**	**vie 03/01/20**	**vie 10/01/20**
7	**Levantamiento de vallas**	**4 días**	**vie 03/01/20**	**jue 09/01/20**
8	**Excavación**	**1 día**	**vie 10/01/20**	**vie 10/01/20**
9	**Estabilización**	**17 días**	**lun 13/01/20**	**mar 04/02/20**
10	**Colocación de los bulones**	**3 días**	**lun 13/01/20**	**mié 15/01/20**
11	**Gunitado**	**12 días**	**jue 16/01/20**	**vie 31/01/20**
12	**Colocación del drenaje PVC**	**2 días**	**lun 03/02/20**	**mar 04/02/20**
13	**Colocación de la malla metálica**	**2 días**	**lun 13/01/20**	**mar 14/01/20**
14	**Trabajos auxiliares**	**22 días**	**mié 15/01/20**	**jue 13/02/20**
15	**Colocación del drenaje superficial**	**2 días**	**mié 05/02/20**	**jue 06/02/20**
16	**Ejecución de las zanjas de pie de talud**	**1 día**	**mié 15/01/20**	**mié 15/01/20**
17	**Integración ambiental**	**5 días**	**vie 07/02/20**	**jue 13/02/20**
18	**Gestión de residuos**	**31 días**	**mié 01/01/20**	**jue 13/02/20**
19	**Control de calidad**	**31 días**	**mié 01/01/20**	**jue 13/02/20**
20	**Seguridad y salud**	**31 días**	**mié 01/01/20**	**jue 13/02/20**
21	**Fin obra**	**0 días**	**jue 13/02/20**	**jue 13/02/20**




enero
febrero
marzo
F
P
M
F
P
M
F
P
M
F
31 días
Estudio geológico-geotécnico y de estabilidad de los taludes
01/01
Inicio obra
15 días
Trabajos iniciales
4 días
Implantación en obra inst auxiliares/cerramientos
15 días
Obtención permisos y licencias/compra materiales
2 días
Replanteo general
5 días
Actividades previas a estabilizar
4 días
Levantamiento de vallas
1 día
Excavación
17 días
Estabilización
3 días
Colocación de los bulones
12 días
Gunitado
2 días
Colocación del drenaje PVC
2 días
Colocación de la malla metálica
22 días
Trabajos auxiliares
2 días
Colocación del drenaje superficial
1 día
Ejecución de las zanjas de pie de talud
5 días
Integración ambiental
31 días
Gestión de residuos
31 días
Control de calidad
31 días
Seguridad y salud
13/02
Fin obra

Id	Nombre tarea	Duración	Inicio	Fin	Medición	ud	Costo	Predecesoras	Rendimiento	nº equipos	Coef. clima	Duración Estimada	Demora de comienzo	Demora de fin	Holgura Total	Sucesoras	Límite de comienzo	Límite de finalización
0	**Estudio geológico-geotécnico y de estabilidad de los taludes del tramo PK-22+500 a PK-23+500 de la CV-345 (Valencia)**	31 días	mié 01/01/20	jue 13/02/20			47.720,00 €						0 días	0 días	0 días		mié 01/01/20	jue 13/02/20
1	Inicio obra	0 días	mié 01/01/20	mié 01/01/20			0,00 €						0 días	0 días	0 días	18CC;3CC	mié 01/01/20	mié 01/01/20
2	Trabajos iniciales	15 días	mié 01/01/20	mié 22/01/20			1.725,00 €						0 días	16 días	0 días		mié 01/01/20	jue 13/02/20
3	Implantación en obra inst auxiliares/cerramientos	4 días	mié 01/01/20	mar 07/01/20	300,00	m	825,00 €	1CC	100	1	0,95	3,16	27 días	27 días	27 días	4CC	lun 10/02/20	jue 13/02/20
4	Obtención permisos y licencias/compra materiales	15 días	mié 01/01/20	mié 22/01/20	1,00	ud	0,00 €	3CC	variable	1	0,95		16 días	16 días	16 días	5CC	vie 24/01/20	jue 13/02/20
5	Replanteo general	2 días	mié 01/01/20	jue 02/01/20	500	m	900,00 €	4CC	variable	1	0.90		0 días	0 días	0 días	7	mié 01/01/20	jue 02/01/20
6	Actividades previas a estabilizar	5 días	vie 03/01/20	vie 10/01/20			5.220,00 €						0 días	0 días	0 días		vie 03/01/20	vie 10/01/20
7	Levantamiento de vallas	4 días	vie 03/01/20	jue 09/01/20	300,00	m	735,00 €	5	100	1	0,95	3,16	0 días	0 días	0 días	8	vie 03/01/20	jue 09/01/20
8	Excavación	1 día	vie 10/01/20	vie 10/01/20	742	m³	4.485,00 €	7	80	1	0.90	0,1	0 días	0 días	0 días	10;13	vie 10/01/20	vie 10/01/20
9	Estabilización	17 días	lun 13/01/20	mar 04/02/20			35.802,00 €						0 días	1 día	0 días		lun 13/01/20	mié 05/02/20
10	Colocación de los bulones	3 días	lun 13/01/20	mié 15/01/20	277	m	14.860,00 €	8	100	1	0,95	2,92	0 días	0 días	0 días	11	lun 13/01/20	mié 15/01/20
11	Gunitado	12 días	jue 16/01/20	vie 31/01/20	830	m²	17.100,00 €	10	75	1	0,95	11,65	0 días	0 días	0 días	12	jue 16/01/20	vie 31/01/20
12	Colocación del drenaje PVC	2 días	lun 03/02/20	mar 04/02/20	277	m	3.294,00 €	11	150	1	0,95	1,94	0 días	0 días	0 días	15	lun 03/02/20	mar 04/02/20
13	Colocación de la malla metálica	2 días	lun 13/01/20	mar 14/01/20	160	m²	548,00 €	8	120	1	0,95	1,4	16 días	16 días	16 días	16	mar 04/02/20	mié 05/02/20
14	Trabajos auxiliares	22 días	mié 15/01/20	jue 13/02/20			4.973,00 €						15 días	0 días	0 días		mié 05/02/20	jue 13/02/20
15	Colocación del drenaje superficial	2 días	mié 05/02/20	jue 06/02/20	250	m	2.973,00 €	12	150	1	0,95	1,75	0 días	0 días	0 días	17	mié 05/02/20	jue 06/02/20
16	Ejecución de las zanjas de pie de talud	1 día	mié 15/01/20	mié 15/01/20	40	m	2.000,00 €	13	130	1	0.90	0	16 días	16 días	16 días	17	jue 06/02/20	jue 06/02/20
17	Integración ambiental	5 días	vie 07/02/20	jue 13/02/20	1,00	m	0,00 €	16;15	variable	1	0,95		0 días	0 días	0 días		vie 07/02/20	jue 13/02/20
18	Gestión de residuos	31 días	mié 01/01/20	jue 13/02/20	1,00	ud	0,00 €	1CC	variable	1	0,95		0 días	0 días	0 días	21;19CC	mié 01/01/20	jue 13/02/20
19	Control de calidad	31 días	mié 01/01/20	jue 13/02/20	1,00	ud	0,00 €	18CC	variable	1	0,95		0 días	0 días	0 días	20CC;21	mié 01/01/20	jue 13/02/20
20	Seguridad y salud	31 días	mié 01/01/20	jue 13/02/20	1,00	ud	0,00 €	19CC	variable	1	0,95		0 días	0 días	0 días	21	mié 01/01/20	jue 13/02/20
21	Fin obra	0 días	jue 13/02/20	jue 13/02/20			0,00 €	18;19;20					0 días	0 días	0 días		jue 13/02/20	jue 13/02/20