



ANEJO II: ESTUDIO GEOTÉCNICO

Zamora Ureña, María Concepción



ÍNDICE

1.	INTRODUCCIÓN	1
2.	ANTECEDENTES.....	1
3.	OBJETO DE ESTUDIO	1
4.	DESCRIPCIÓN DE LA ZONA DE ESTUDIO Y DATOS GENERALES	1
5.	FACTORES DE RIESGO	2
5.1.	EXPOSICIÓN FRENTE AL VIENTO	2
5.2.	SITUACIÓN A EFECTOS DE PELIGROSIDAD SÍSMICA	3
5.3.	SITUACIÓN EN ZONA INUNDABLE.....	3
5.4.	OTROS FACTORES DE RIESGO DERIVADOS DE LA GEOMORFOLOGÍA LOCAL.....	3
6.	RECONOCIMIENTOS Y ENSAYOS.....	3
6.1.	TRABAJOS DE CAMPO	4
6.2.	ESAYOS DE LABORATORIO	4
7.	CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA DE LOS MATERIALES.....	4
7.1.	NIVELES ESTABLECIDOS	5
7.2.	PARÁMETROS GEOTÉCNICOS	5
8.	AGUA SUBTERRÁNEA.....	6
9.	CRÍTICA DEL ESTUDIO GEOTÉCNICO REALIZADO	6
10.	PROYECTO DE CIMENTACIÓN Y MOVIMIENTO DE TIERRAS	7
10.1.	MODELO DE CIMENTACION Y PLANO DE APOYO	7
10.2.	ASIENTOS.....	7
10.3.	EXCAVABILIDAD Y ESTABILIDAD DE LOS FRENTES ABIERTOS	7
11.	CONCLUSIÓN	8
11.1.	ESTRIBO	8
11.2.	PILA PASARELA	8
11.3.	PILAS ESCALERA.....	8
11.4.	PILAS RAMPA RÁPIDA.....	8
11.5.	PILAS RAMPA LENTA	8
12.	ANEJOS DEL ESTUDIO GEOTÉCNICO	9
	ANEJO III.I LOCALIZACIÓN DE LA ESTRUCTURA PROYECTADA	10
	ANEJO III.III SITUACIÓN GEOLÓGICA	12
	ANEJO III.IV COLUMNAS DE SONDEO	14
	ANEJO III.V ANEJO DE CÁLCULO	15
	1. ESTRIBO	15
	2. PILA PASARELA	18
	3. PILAS ESCALERA.....	22
	4. PILAS RAMPA LENTA	27
	5. PILAS RAMPA RÁPIDA	31
	6. RESUMEN DE LAS DIMENSIONES DE LAS CIMENTACIONES.....	36
	ANEJO III.VII REPORTAJE FOTOGRÁFICO	37
	7. ANEJO VII. ACTAS DE ENSAYOS DE LABORATORIO	38



1. INTRODUCCIÓN

El proyecto que nos ocupa se trata de la proyección de una pasarela peatonal que cruce la antigua carretera nacional N-III a su paso por las inmediaciones del municipio de Requena, población situada al Noroeste de la provincia de Valencia. La pasarela se encontrará situada como continuación de una ancha avenida que atraviesa el casco urbano de la población conocida como avenida de Arrabal. Dicha avenida desemboca en lo que será en un futuro un recinto multifuncional de carácter público.

Para obtener la información requerida se han realizado sondeos en la zona de donde se han obtenido muestras para efectuar los ensayos con los que finalmente obtenemos el objetivo de conseguir la información pertinente sobre el terreno. Dichos ensayos se han realizado en laboratorio, justamente, en el instituto técnico de la construcción S.A.

Finalmente, gracias a los sondeos mecánicos realizados, ensayos y reconocimiento del área se ha conseguido obtener la información sobre la conformación y caracterización del suelo.

2. ANTECEDENTES

El proyecto es demandado por el propio ayuntamiento de Requena. La pasarela es necesaria para el paso de peatones hacia el futuro recinto multifuncional que se tiene proyectado y que se situará al otro lado de la antigua carretera nacional N-III.

La zona está rodeada de bancadas desprovistas de actividad alguna. La obra más cercana situada al mismo nivel donde se encontrarán las cimentaciones de la obra es la misma carretera. Los estudios efectuados para su construcción no han podido ser recopilados para poder ser comparados con los que se precisan actualmente para la obra.

De las inmediaciones de la zona se conoce la presencia del río Magro que transcurre paralelo a la

zona, justo paralelo a la dirección de la carretera N-III. Su curso tan cercano hace que se tengan dudas sobre la posible presencia de aguas subterráneas y superficiales por la zona.

La pasarela tendrá un único vano con una luz de 25m. Uno de los extremos, el del lado de la zona urbana de Requena, se conformará por un estribo, por el otro lado, la pasarela descansará sobre una pila ramificada que transmitirá todos los esfuerzos a una misma cimentación.

En cuanto a la información tratada en el estudio, ésta procede del reconocimiento del área, de los sondeos perforados realizados en ella y de los resultados de los ensayos realizados en el laboratorio de las muestras extraídas en los sondeos.

3. OBJETO DE ESTUDIO

El proyecto de pasarela que se requiere ha dado como solución la necesidad de una extensa área de ocupación para la disposición de los accesos. Esto ha requerido, un análisis de todo el área, donde se identifiquen y localicen los distintos niveles que conforman el subsuelo para conocer las posibles causas que puedan provocar inestabilidad en las construcciones que se van a llevar a cabo.

También es necesario definir las dimensiones mínimas de los elementos de cimentación según las cargas a las que se van a ver sometidos. Para ello se han de determinar los parámetros y características geotécnicas de los distintos niveles nombrados anteriormente para así analizar la interacción entre el suelo y la cimentación.

4. DESCRIPCIÓN DE LA ZONA DE ESTUDIO Y DATOS GENERALES

La zona del estudio se localiza en la antigua carretera N-III a su paso por la localidad de Requena, entre el casco urbano y el área donde se construirá el futuro recinto ferial. Como resulta que es un área



situada en las inmediaciones del casco urbano del municipio, es posible que al realizar los sondeos y demás ensayos se pudiera afectar a alguna instalación realizada en dicha ubicación.

Tanto para la realización de ensayos, como para la ejecución de la construcción han de tenerse en cuenta la posible existencia de instalaciones enterradas.

Para definir algunos de los datos generales de la zona, como la altitud a la que se encuentra el área, nos hemos referido a los mapas geocientíficos proporcionados por la Generalitat Valenciana. La altitud en la zona de estudio que figura en el mapa topográfico E=1:1000 editado por la Generalitat Valenciana se sitúa a una cota entorno a los 677-678 m.s.n.m.

En cuanto al encuadre geológico-morfológico, Requena está situada en las estribaciones Surorientales de la cordillera ibérica, cerca de la zona de intersección con el borde Nororiental de la cordillera bética.

En los alrededores de Requena, encontramos numerosas sierras cuyos materiales aflorantes están formados por dolomías masivas, oquerosas, recristalizadas, de tonos gris claro y rosáceos y por dolomías brechoides.

En cuanto a la sismicidad de la zona se ha de decir que no se ha detectado una actividad tectónica de importancia, sólo son destacables los movimientos rodánicos, a los que se atribuye el encajamiento de la red fluvial y la formación de terrazas.

Por último, los sedimentos cortados pertenecen a depósitos aluviales y de terrazas del río Magro y barrancos afluentes donde la mayor parte de los depósitos son materiales detríticos, alternando niveles de finos con gruesos de arenas y gravas.

5. FACTORES DE RIESGO

En este apartado se van a calificar algunos factores de riesgos en los que, por la zona en la que se encuentra el área de estudio, se haya una posibilidad de peligro.

5.1. EXPOSICIÓN FRENTE AL VIENTO

Para obtener conclusiones sobre cuánto de expuesta está nuestra área de construcción a la afección del viento nos hemos remitido a los datos proporcionados por AEMet (Agencia Nacional de Meteorología). De aquí hemos obtenido los siguientes datos:

Velocidades máximas extremas medidas en Km/h según la dirección del viento y el mes del año:

	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN
N	128	122	98	167	81	81
E	50	81	102	130	95	76
W	131	118	106	91	104	56
WNW	167	107	100	84	107	70
NW	131	111	146	104	93	103
NNW	102,2	104	165	93	95	83

Tabla 1.

	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC
N	72	78	68	61	72	80
E	110	85	83	98	76	74
W	48	44	67	106	104	69
WNW	76	90	55	89	81	106
NW	74	80	98	88	94	103
NNW	92	78	77	69	144	82

Tabla 2.

Según estos datos, entre las velocidades mínimas y las velocidades más usuales se sacan las velocidades medias de la zona, que varía entre 16 y 20 km/h. Las direcciones predominantes para el viento son del E y W. Por el contrario, las direcciones en las que se da en menor proporción son los procedentes del S y NW.

5.2. SITUACIÓN A EFECTOS DE PELIGROSIDAD SÍSMICA

Para definir el grado de peligrosidad sísmica a la que está sometida la zona nos hemos referido al Instituto Geográfico Nacional de donde hemos tomado el siguiente mapa :

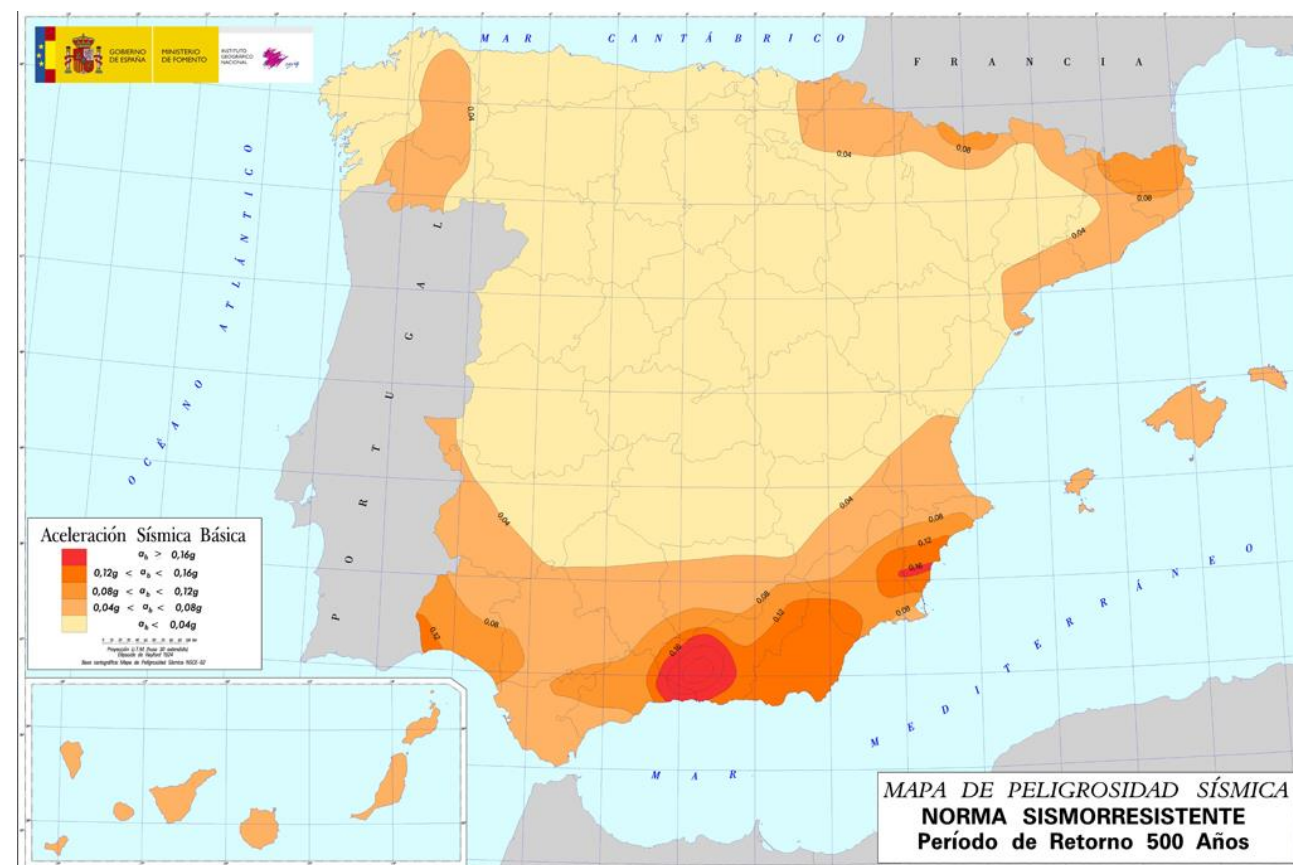


Figura 1.

Si reconocemos la localización de Requena en la figura podemos verificar que el área en el que se encuentra es una zona de sismicidad baja. Según la Norma de Construcción Sismorresistente la aceleración sísmica de cálculo es menor de 0.05g para un periodo de 500 años.

Como conclusión obtenemos que no es preciso tener en cuenta las limitaciones para construcciones por peligro de sismicidad.

5.3. SITUACIÓN EN ZONA INUNDABLE

La zona de obra es una zona llana y además se une a que es un área propensa a precipitaciones de gran intensidad asociadas a fenómenos de gota fría, por lo que se estima que se pueden producir acumulaciones importantes de agua.

5.4. OTROS FACTORES DE RIESGO DERIVADOS DE LA GEOMORFOLOGÍA LOCAL

En este apartado se evalúan riesgos que provengan de la geomorfología local de la zona como pueden ser deslizamientos potenciales, la caída de bloques, etc . Estos aspectos no tienen peligrosidad alguna en la zona por lo que no será necesario tenerlo en cuenta en los cálculos. Sin embargo, si que habrá que tener en cuenta la seguridad de los taludes que queden abiertos por las excavaciones que se requieran.

6. RECONOCIMIENTOS Y ENSAYOS

A continuación se detallan todos los ensayos, muestreos y reconocimientos que se han realizado en el entorno.



6.1. TRABAJOS DE CAMPO

En cuanto a lo que ocupa como trabajos de campo, se ha realizado un reconocimiento del subsuelo mediante un sondeo hasta una profundidad de 7 m.l. Para ellos se ha empleado un modelo de rotación y recuperación continua.

En el Anejo nº 4 de este documento se adjuntan los resultados obtenidos del sondeo realizado. Aquí se muestran las columnas litológicas de estos sondeos, con los niveles atravesados y la situación exacta de las muestras obtenidas.

Se han ejecutado Ensayos de Penetración Estándar (S.P.T. U.N.E 103800/92), con los que se ha conseguido tener una idea de la compacidad del terreno, además de las tomas de muestras inalteradas (A.S.T.M. 3550/84) que se han ensayado en laboratorio posteriormente.

S.R.V.-Nº	S.P.T.	INALTERADA
1	1	2

Tabla 3.

6.2. ENSAYOS DE LABORATORIO

Los ensayos de laboratorio realizados se han basado en las muestras obtenidas ya nombradas en como trabajos de campo, los sondeos. Los testigos extraídos y muestras obtenidas del terreno en los sondeos nos han permitido clasificar el subsuelo con el que nos encontramos definir los parámetros y características geotécnicas. En resumen, los testigos y muestras con las que contamos son:

- 3 Uds. Determinación de plasticidad (UNE 103103/94 y UNE 103104/93)
- 3 Uds. Análisis granulométrico por tamizado y sedimentación (UNE 103102/95)
- 3 Uds. Determinación del contenido de humedad natural (UNE 103300/93)
- 2 Uds. Compresión simple en suelos (UNE 103400/93)
- 3 Uds. Determinación de la densidad aparente (UNE 103301/94)

- 2 Uds. Determinación del peso específico de partículas (UNE 103302/94)
- 1 Ud. Determinación del contenido de sulfatos (UNE 103201/96)

Para la elección de los ensayos realizados, se han tenido en cuenta dos aspectos principalmente, el primero de ellos, la naturaleza de los suelos atravesados y, en segundo lugar, la tipología de la obra a realizar.

Para determinar la identificación del suelo se han realizado análisis granulométricos por sedimentación, límites de Atterberg y determinaciones de humedad.

Los ensayos de compresión simple efectuados sobre las muestras inalteradas han permitido conocer sus características resistentes y la determinación del contenido en sulfatos evaluar la potencial agresividad de la roca frente al hormigón con el que pueda estar en contacto.

Por último, la valoración del asentamiento potencial se ha realizado mediante la aplicación de un método elástico, a partir de las determinaciones del módulo de elasticidad obtenidas por la correlación con el número de golpes de los S.P.T. y las características litológicas de los materiales.

Las actas de los ensayos de laboratorio ejecutados se adjuntan en el Anejo nº 7 de este documento.

7. CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA DE LOS MATERIALES

Para definir la caracterización geotécnica de los materiales se ha realizado un sondeo tomando diferentes muestras, y a partir del ensayo de penetración estándar se ha conocido el índice NSTP, que tiene un valor de 33, lo que nos lleva a deducir que la compacidad del terreno es densa según la tabla D.2 del Documento básico SE-C.

La profundidad del sondeo son 7 m y se han detectado dos niveles que se describen detalladamente en los siguientes apartados.



7.1. NIVELES ESTABLECIDOS

Se han establecido 2 niveles con significado geotécnico teniendo en cuenta las características geológicas generales de la zona y el análisis de los testigos obtenidos en los sondeos.

- **NIVEL I-** Suelo vegetal y rellenos

Se trata de materiales alterados o contaminados por la acción de las plantas, su naturaleza es eminentemente limosa, con proporciones variables de arcillas o arenas. Presenta algunos cantos de grava dispersos y restos de raíces.

S.R.V.-Nº	PROFUNDIDAD	POTENCIA (m)
1	0.00-1.00	1

Tabla 4.

Este nivel se constituye por materiales de escasa calidad geotécnica que deben ser superados por la cimentación.

Debido a la mala calidad del material existente se propone la eliminación de dicho material y que en su lugar se vierta un suelo tolerable. En este caso ya se podrá ejecutar la cimentación.

- **NIVEL II-** Limos arenosos y/o arcillosos

Los materiales que constituyen este nivel son de carácter limoso, con proporciones variables de arenas y arcillas. Estos materiales pueden pertenecer a los tramos detríticos de la formación del Mioceno medio- superior aunque también consideramos la posible removilización por la acción dinámica del río Magro. Este nivel presenta nódulos y concreciones carbonatadas.

S.R.V.-Nº	PROFUNDIDAD	POTENCIA (m)
1	1.00-fin del sondeo (limos arcillosos)	6

Tabla 5.

Se ha obtenido la clasificación de los materiales según la clasificación AASHTO y se trata de materiales del tipo A-4/A-6 y según ASTM ML/ML-CL/CL.

Al tratarse de un material arcilloso-limoso nos enfrentamos a materiales muy susceptibles frente al agua debido a la enorme abundancia de fracciones finas, que en caso de circulaciones incontroladas podrían ser lavadas. La presencia de agua supone una merma de sus características resistentes.

No se han detectado contenidos de sulfatos significativos que impliquen agresividad frente al hormigón de cimentación.

La cimentación de la pasarela se encontrará a este nivel. No superará los 2 metros de profundidad ni será inferior a la unidad.

7.2. PARÁMETROS GEOTÉCNICOS

En este apartado se adjuntan los parámetros geotécnicos procedentes del estudio en laboratorio de las muestras obtenidas en los sondeos, de las estimaciones en función de las características de los materiales según diferentes fuentes bibliográficas.

En cuanto al NIVEL I, se han obviado sus características para esta estimación, ya que no va a existir contacto entre él y nuestra estructura debido a su eliminación anterior y posterior relleno con suelo tolerable.

En el NIVEL II sí que se han calculado las características del suelo que se han podido conocer de los sondeos. Los valores de los parámetros se adjuntan en la siguiente tabla. Éstos podrán ser aplicados en el cálculo de la estructura prevista, estimación de empujes y condiciones de drenaje.



PARÁMETRO	SONDEO 1 Limos arcillosos
Peso específico de partículas g/cm3	2,688
Peso específico seco g/cm3	1,97
Peso específico aparente g/cm3	2,24
Peso específico saturado g/cm3	2,24
Peso específico sumergido g/cm3	1,24
Porosidad %	26,7
Índice de poros	0,364
Humedad natural %	13,5
Grado de saturación %	92,2 - saturado
Ángulo de resistencia interna	20-25
Cohesión Kg/cm2	1,5-2,25
Resistencia a compresión Kg/cm2	5,43
Módulo de deformación Kg/cm2	180-280
Coeficiente de balasto Kg/cm3	8,0-12,5
Contenido en sulfatos %SO4	<0,1

Tabla 6

8. AGUA SUBTERRÁNEA

La zona estudiada se encuentra al sur del Sistema Acuífero nº53 denominado del Medio Júcar.

En el Sistema Acuífero nº 53 se diferencian a su vez cuatro subsistemas: Serranías, Plana de Utiel, Liria-Casinos y Buñol – Chestre. De estos cuatro subsistemas, los que se encuentran en la zona son los de Serranías y Plana de Utiel.

En dicha zona existen dos tipos de acuíferos: los carbonatados que ocupan una superficie mayor y son altamente vulnerables a la contaminación y los detríticos, localizados en zonas más reducidas que los anteriores y con cierta capacidad de autodepuración.

En los sondeos perforados no se ha detectado el nivel piezométrico por lo que teniendo en cuenta que las excavaciones que se van a efectuar son de escasa entidad, no se plantearán problemas por esta causa.

9. CRÍTICA DEL ESTUDIO GEOTÉCNICO REALIZADO

Para llevar a cabo el estudio geotécnico se ha realizado un sondeo. En el artículo 3.6.1 de “Guía de cimentaciones en obras de carretera” se establece la intensidad de los reconocimientos necesarios según la naturaleza del terreno y el tipo de obras a estudiar.

En el artículo 3.6.2 se explican las diferentes clases de reconocimiento según las condiciones de la cimentación y la variabilidad del terreno. En este caso, tratándose de unas condiciones de cimentación normales y una variabilidad del terreno normal, la clase de reconocimiento que se llevará a cabo será normal.

Según la tabla 3.6 de la “Guía de cimentaciones en obras de carretera” el número de puntos de reconocimiento en situaciones normales para puentes de un tramo de longitud menor a 20m es 1. En cada punto de reconocimiento se realizará un sondeo mecánico.

Se concluye que con un único sondeo sería suficiente para llevar a cabo el estudio.

Como indica la norma, todas las muestras se han sometido a ensayos de identificación sencillos (análisis granulométrico por tamizado y sedimentación y determinación de la plasticidad) y dos unidades se han sometido a ensayos de identificación más completos (determinación de los pesos específicos) pero no a ensayos de mineralogía.

También se han realizado ensayos de determinación del contenido de humedad natural y de la densidad aparente.

La norma establece que cada terreno debe caracterizarse con, al menos, dos ensayos de resistencia y deformabilidad en laboratorio. Dependiendo del tipo de terreno estos ensayos serán triaxiales, de corte directo y/o edométricos.



En este caso, no se ha realizado ninguno de los mismos. Se tendría que realizar el ensayo de corte directo para reproducir las condiciones ideales de rotura por cortante en una superficie plana de suelo y el ensayo edométrico para el estudio específico de la consolidación de suelos arcillosos.

10. PROYECTO DE CIMENTACIÓN Y MOVIMIENTO DE TIERRAS

Como se ha definido en los antecedentes y objeto del trabajo, el proyecto que nos ocupa trata de la ejecución de una pasarela peatonal que resulta ser el paso superior de la antigua carretera nacional N-III a su paso por Requena (Valencia). El condicionante de desnivel existente entre los dos extremos de la pasarela hace que se requiera un gran número de pilas con sus respectivas cimentaciones para poder salvarlo de una forma segura y que cumpla los requisitos definidos por la legislación vigente.

10.1. MODELO DE CIMENTACION Y PLANO DE APOYO

Para el apoyo de la estructura es necesario excavar para así superar el nivel I de suelo vegetal cuya profundidad es de 1 m. De esta forma se empotrá en el nivel II.

Como se empotrá en el nivel II, serán los limos arcillosos quienes soportarán las cargas ejercidas por la estructura.

Se han de tener en cuenta diferentes aspectos en relación con las características geotécnicas del material del nivel II:

Se tiene que inspeccionar el fondo de la excavación para detectar posibles alteraciones. Si se detectan alteraciones han de ser saneadas y rellenas de hormigón o mortero.

Se debe facilitar el drenaje de las aguas superficiales para evitar acumulaciones e infiltraciones prolongadas y evitar desecaciones del suelo que pudieran ocasionar fenómenos de retracción. En el caso de existir conducciones cercanas, han de ser controladas.

Es recomendable la utilización de un hormigón de buena relación A/C, bien curado y que resulte compacto puesto en obra y el aumento del espesor de recubrimiento para proteger las armaduras y así aumentar la resistencia a posibles agresiones.

10.2. ASIENTOS

El asiento que se ha tenido en cuenta es el asiento instantáneo. Para determinar qué factores son más restrictivos, este valor se comprará con la carga de hundimiento y el valor predominante será el utilizado en los cálculos de las dimensiones de la cimentación.

Sólo se compara el asiento instantáneo debido a que el asiento de consolidación se presupone menos restrictivo, en comparación con la carga de hundimiento, al no haber encontrado nivel piezométrico en el sondeo.

10.3. EXCAVABILIDAD Y ESTABILIDAD DE LOS FRENTES

ABIERTOS

La retirada de los materiales al realizar la excavación para superar el NIVEL II, será de fácil ejecución con métodos mecánicos como excavadoras y retroexcavadoras.

En la estabilidad, dada la escasa entidad de la excavación, se podrán llevar a cabo excavaciones totales que serán estables en breves periodos de tiempo ya que los limos arcillosos son susceptibles del lavado y la socavación. Será conveniente protegerlos frente a estas acciones.

Es conveniente que los trabajos se lleven a cabo en el menor tiempo posible y en un periodo seco del año, para así limitar la posibilidad de inundación por escorrentía superficial.



11. CONCLUSIÓN

Tras realizar todos los cálculos pertinentes que se adjuntan en el Anejo nº 5 hemos se han definido las dimensiones mínimas para las zapatas según el asiento instantáneo, las cargas de hundimiento, a corto y largo plazo, vuelco, y estabilidad según las cargas aplicadas.

Las excavaciones serán de fácil acometida con métodos habituales, aunque los rendimientos pueden ser bajos, la estabilidad no planteará problemas.

Los materiales cortados son muy susceptibles al agua, por lo que deben evitarse acumulaciones facilitando la escorrentía en las zonas donde se sitúen las zapatas, que deben quedar protegidas. Por tanto, se deberá ejecutar la cimentación y las excavaciones de forma rápida para así, minimizar el riesgo de inundación del vaciado.

Para definir una esquematización más sencilla de las dimensiones de las zapatas, se han desglosado según su definición y tramo que soportan.

11.1. ESTRIBO

Al tratarse de un estribo, las dimensiones de la zapata hace que proporcionalmente se asemejen a las de una viga. En el caso que nos ocupa la profundidad de cimentación se encuentra a una distancia desde el terreno de 1,5m. Esta profundidad se ha condicionado para evitar la entivación en la construcción, facilitar la ejecución y además disminuir el tiempo de ejecución también.

La longitud de la zapata está condicionada por el muro, como mínimo han de ser 18m. Las cargas actuantes y esfuerzos provocados por empujes del terreno provocan tensiones mayores en el otro eje de la zapata, por lo que en esta dirección , los 18 metros de zapata son suficientes.

En la otra dirección, como se muestra en el Anejo de cálculo, se han tenido en cuenta los empujes activos y pasivos del terreno, y se ha concluido una longitud mínima de 3 m. con un canto de 0,5 m de canto.

El suelo sobre el que se realiza la cimentación es el NIVEL II.

Sobre las zapatas, en los espacios que queden libres tras el hormigonado de la cimentación, se vertirá un relleno con suelo tolerable.

11.2. PILA PASARELA

La cimentación referida a la pila de la pasarela tiene sus dimensiones condicionadas por la situación cercana de la carretera. Por ello se ha limitado su ancho a 1,5 m. Con este valor prefijado, se ha jugado con el resto de dimensiones, canto y longitud.

El factor condicionante en las dimensiones ha resultado ser el asiento instantáneo. Finalmente la zapata tendrá unas dimensiones mínimas de 1,5m de ancho, 5,1 m de longitud y 0,7 m de canto

La profundidad de su cimentación es a 1,7 m.

11.3. PILAS ESCALERA

La cimentación de las tres pilas de la escalera son diferentes. La que está mas cercana a la pasarela tiene dimensiones menores debido a que está situada más cerca de la pila de la pasarela y eso pone en riesgo la tension que es capaz de soportar el terreno si ambas se solapan. Ésta tendra 1,5 metros de ancho, mientras que el resto serán de 3,5 x 1,7 x 0,5 m. el resto de dimensiones se mantienen.

11.4. PILAS RAMPA RÁPIDA

Al igual que la cimentación de las pilas de la escalera y que, como ya se mencionara, las cimentaciones de la rampa lenta constan de zapatas combinadas, las dimensiones mínimas requeridas para estas zapatas son de 4 x 2 x 0,5 m.

11.5. PILAS RAMPA LENTA

Por último, la rampa lenta debe estar cimentada sobre zapatas de 5 x 4,5 x 0,5. Las dimensiones de éstas con respecto a las de la rampa rápida aumenta notablemente porque los esfuerzos a los que se someten son mucho mayores, sobre todo frente a vuelco y deslizamiento.



12. ANEJOS DEL ESTUDIO GEOTÉCNICO

En este documento se adjuntan los planos, datos, ensayos, cálculos y resultados realizados para la realización del ANEJO III. ESTUDIO GEOTÉCNICO.

El índice de anejos que se adjuntan es:

ANEJO III.I LOCALIZACIÓN DE LA ESTRUCTURA PROYECTADA

ANEJO III.II EMPLAZAMIENTO DEL PUNTO DE RECONOCIMIENTO

ANEJO III.III SITUACIÓN GEOLÓGICA

ANEJO III. IV COLUMNAS DE SONDEO

ANEJO III. V CÁLCULO DE LAS CIMENTACIONES

1. ESTRIBO
2. PILA PASARELA
3. PILAS ESCALERA
4. PILAS RAMPA LENTA
5. PILAS RAMPA RÁPIDA
6. RESUMEN DE LAS DIMENSIONES DE LAS CIMENTACIONES

ANEJO III.VI REPORTAJE FOTOGRÁFICO

ANEJO III. VII ACTAS DE ENSAYO DE LABORATORIO

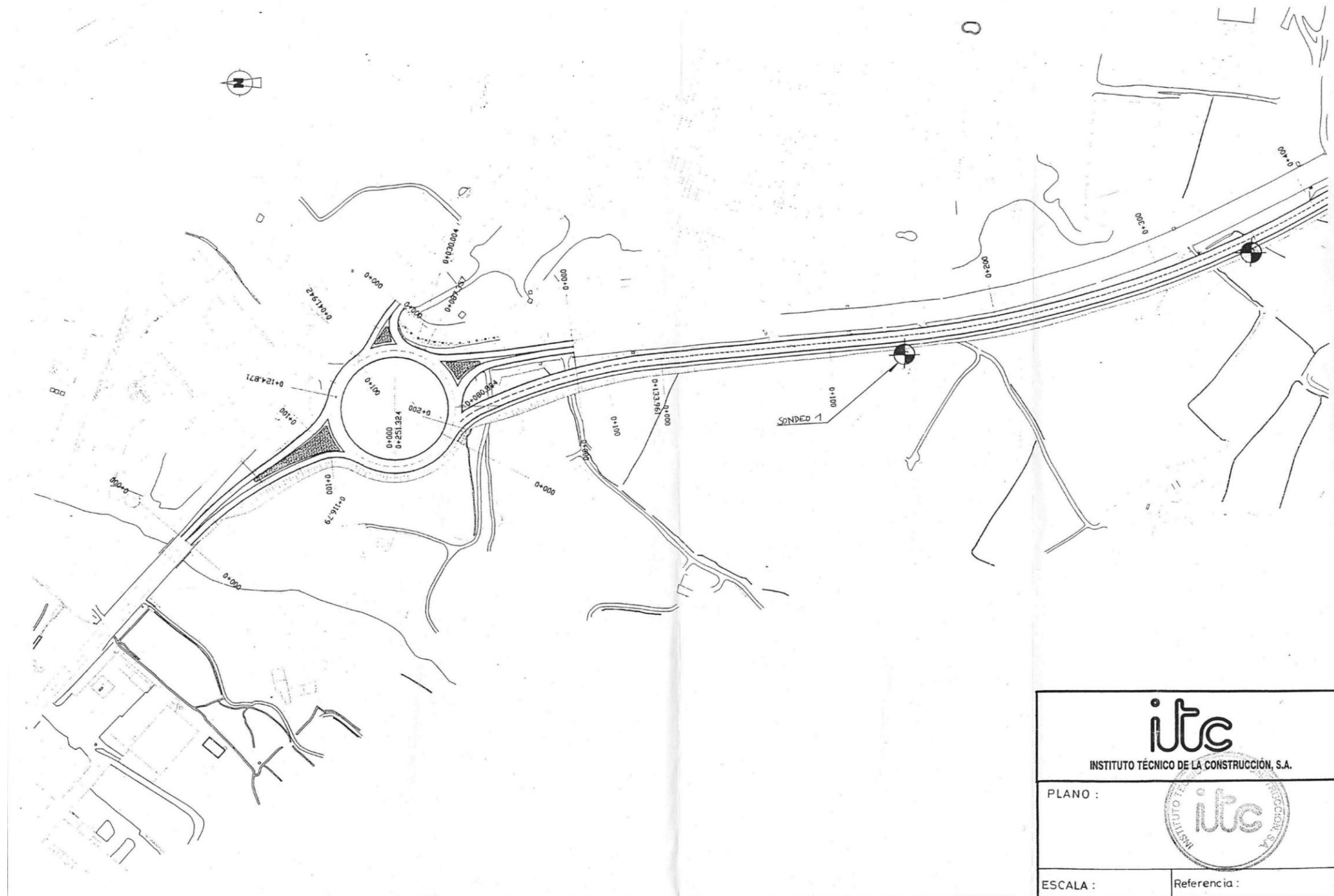
ANEJO III.I LOCALIZACIÓN DE LA ESTRUCTURA PROYECTADA

Esta información también queda recogida, y además, de una forma más precisa, en el Plano de situación que se representa en el documento PLANOS.



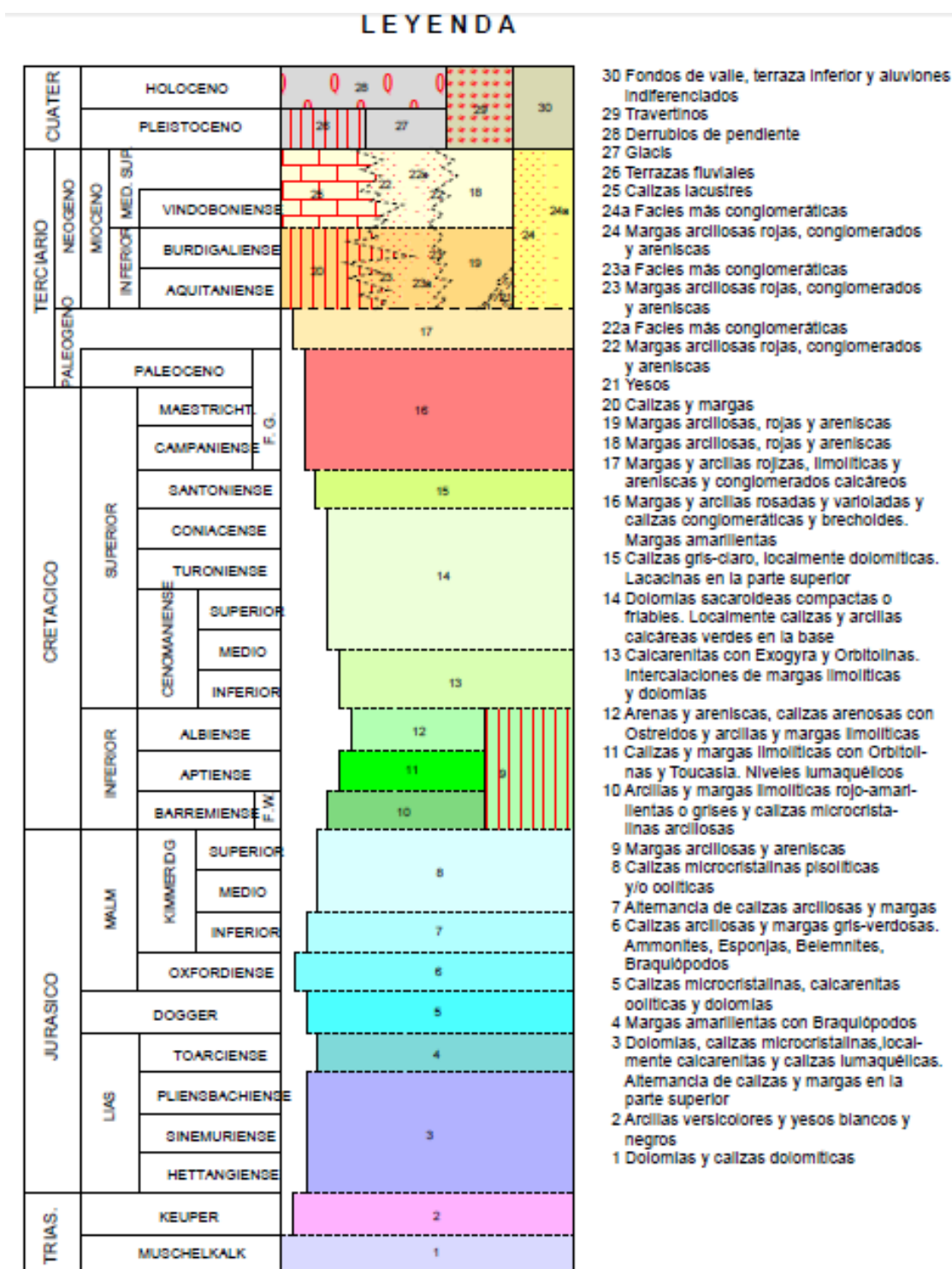


ANEJO III.II EMPLAZAMIENTO DEL PUNTO DE RECONOCIMIENTO



ANEJO III.III SITUACIÓN GEOLÓGICA

En el siguiente anejo se adjunta un mapa geológico del Instituto Geológico y Minero de España de Requena en el que se recoge información sobre la situación geológica actual del suelo en la zona.



MAPA GEOLÓGICO DE ESPAÑA

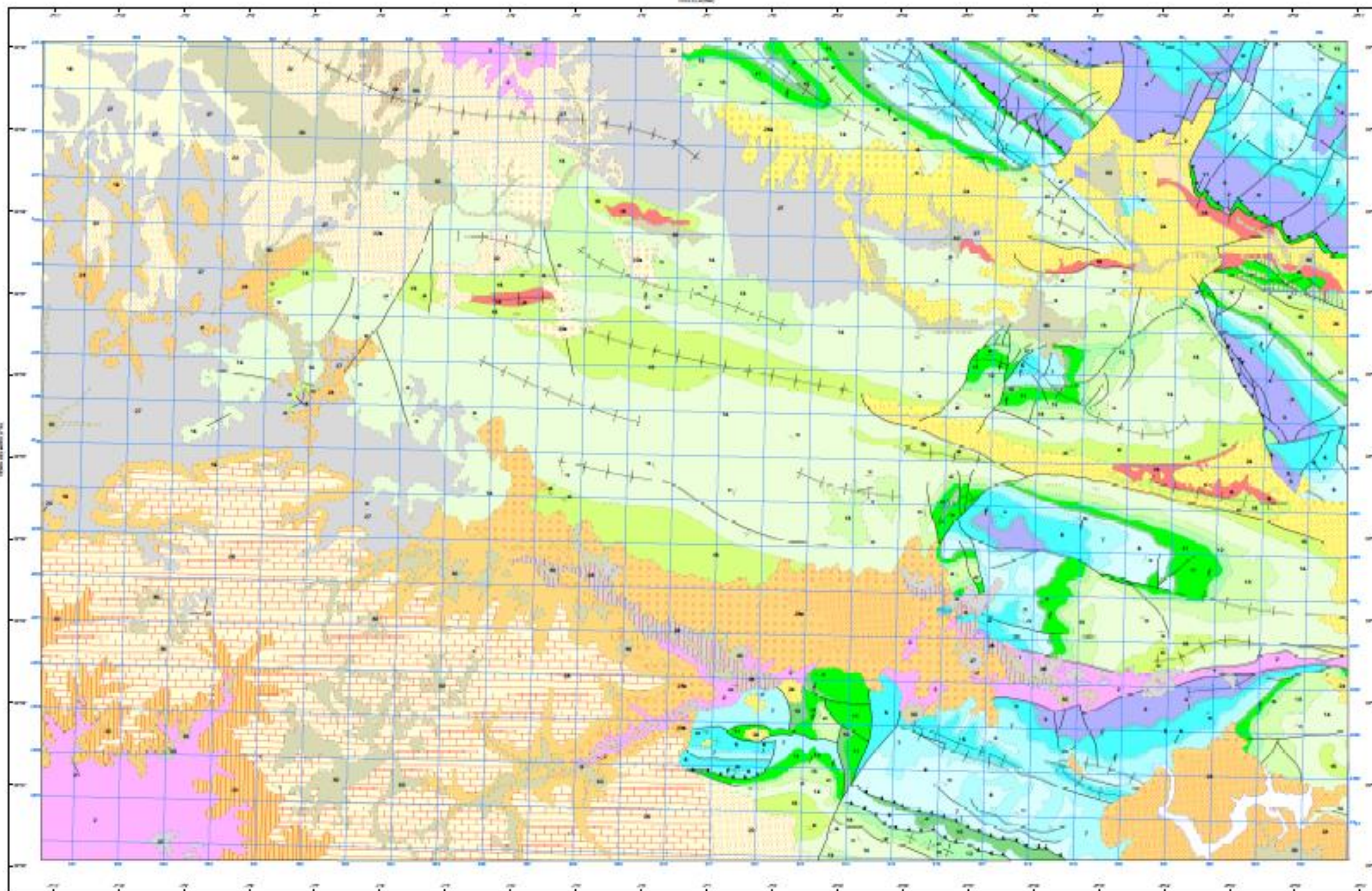
Escala 1:50.000



Instituto Geológico
y Minero de España

REQUENA

720
27-28





ANEJO III.IV COLUMNAS DE SONDEO

En este anejo se recoge el documento de ensayo SPT, donde se muestran los resultados obtenidos con los respectivos niveles de materiales encontrados.

ITC

OTROS

FECHA DE EJECUCIÓN: 10/11/00

POR ITC: Miguel A. Cateria Molina

COTAS (m)

1

2

3

4

5

6

7

8

9

10

DIÁMETRO Y TIPO DE PERFORACIÓN

101/R/W

75/P

101/R/W

75/P

101/R/W

50/P

% TESTIGO RECUPERADO

100

100

100

100

100

100

DIÁMETRO DE REVESTIMIENTO

NIVEL

PROFUNDIDAD (m)

1.00

2.00

4.00

6.55

7.00

CORTE LITOLÓGICO

NATURALEZA Y DESCRIPCIÓN DEL TERRENO

Limos arcillosos con raíces y restos de plantas. (Suelo vegetal)

Limos arcillosos de color rojizo. Presencia de nódulos carbonatados a lo largo del nivel

FIN DE SONDEO

MUESTRAS

CODIGO SPT/00

PROFUNDIDAD (m)

TIPO

Penetración Inicial (cm)

15 cm.

15 cm.

15 cm.

15 cm.

N/30

N° DE ACTA SPT/00

2.00

2.60

4.00

6.55

7.00

INAL

INAL

SPT

13

16

19

22

10

13

19

26

8

15

18

33

EQUIPO DE PERFORACIÓN: TECOINSA TP-50D

COTA ORIGEN PERFORACIÓN: SUPERFICIE DEL TERRENO

CONDICIONES METEOROLÓGICAS: SOLEADO

OBSERVACIONES:

HOJA N°1 DE 1

EL RESPONSABLE TÉCNICO

EL DIRECTOR DEL ÁREA ST

Fecha: 22/11/00

César Doménech Morante

José González Fernández

LEYENDA

NF.- NIVEL FREÁTICO

(H) HINCA

(RW) ROTACION WIDIA

(RD) ROTACION DIAMANTE

ANEJO III. ESTUDIO GEOTÉCNICO

ANEJO III.V ANEJO DE CÁLCULO

En el anejo de cálculo correspondiente al estudio geotécnico se han descrito todas las comprobaciones de estados límite que tiene que asegurar la cimentación de los elementos.

1. ESTRIBO

Para el cálculo de las dimensiones mínimas del estribo se han tenido en cuenta aspectos de vuelco, deslizamiento, estabilidad y carga de hundimiento. Todos estos puntos quedan recogidos en los cálculos que aquí se muestran.

Como el terreno en el que apoyará el estribo tiene una cohesión muy alta, se decide excavar y rellenar con un relleno granular cuya cohesión será nula, tendrá un peso específico de 20 KN/m^3 y un ángulo de rozamiento de 32° . De esta forma el muro retendrá el relleno granular.

Para dimensionar el muro se tendrán que realizar las comprobaciones de deslizamiento y vuelco.

En primer lugar se ha probado con un muro de 6.5 m de altura siendo el canto de la zapata 0.5m y el ancho 2m.

Tras no cumplir las comprobaciones requeridas se decide aumentar el ancho a 3 m.

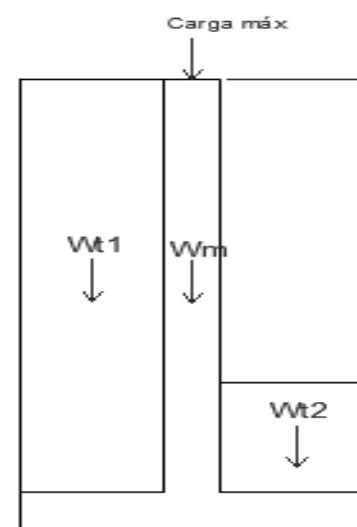


Figura 1.

Cálculo de empujes

En el caso de muros, el principal esfuerzo al que está sometido es a una flexión provocada por los empujes del terreno.

EMPUJE ACTIVO $0 \leq z \leq 6,5$

$$\sigma'_v = 20 \cdot z + 0 \text{ KN/m}^2 = 20 \cdot z$$

$$k_a = \frac{1 - \sin 32^\circ}{1 + \sin 32^\circ} = 0.307$$

$$e'_a = \sigma'_v \cdot k_a - 2 \cdot c' \cdot \sqrt{k_a}$$

$$e'_a = 6.14 \cdot z \text{ KN/m}^2$$

$$e'_a = 0 \rightarrow z_g = 0$$

$$z = 6,5 \text{ m} \rightarrow e'_a = 39,91 \text{ KN/m}^2$$

$$E'_a = \frac{1}{2} \cdot 39,91 \cdot 6,5 = 129,7 \text{ KN/m}^2$$

$$d = \frac{1}{3} \cdot 6,5 = 2,16 \text{ m}$$

EMPUJE PASIVO $0 \leq z \leq 1,5$

$$\sigma'_v = 20 \cdot z \text{ KN/m}^2$$

$$k_p = \frac{1 + \sin 32^\circ}{1 - \sin 32^\circ} = 3.25$$

$$e'_p = \sigma'_v \cdot k_p - 2 \cdot c' \cdot \sqrt{k_p}$$

$$e'_p = 65.09 \cdot z \text{ KN/m}^2$$



$$z = 0 \text{ m} \rightarrow e'_p = 0 \text{ KN/m}^2$$

$$z = 1,5 \text{ m} \rightarrow e'_p = 97,635 \text{ KN/m}^2$$

$$E'_p = \frac{1}{2} \cdot 97,635 \cdot 1,5 = 73,226 \text{ KN/m}^2$$

$$d = \frac{1}{3} \cdot 1,5 = 0,5 \text{ m}$$

$$E'_{p adm} = \frac{E'_p}{1,5} = 48,81 \text{ KN/m}^2$$

$$\Sigma F_v = 0$$

$$T + E'_{punt} = T_{nec} = E'_a$$

$$T = E'_a - E'_0$$

$$E'_0 = \frac{1}{2} \cdot k_0 \cdot \gamma \cdot 1,5^2 = \frac{1}{2} \cdot (1 - \text{sen}32^\circ) \cdot 20 \cdot 1,5^2 = 10,576 \text{ KN/m}$$

$$T = 129,7 - 10,576 = 119,124 \text{ KN/m} < T_{m\acute{a}x}$$

$$T_{nec} = 129,7 \text{ KN/m}$$

CARGA MUERTA DEL MURO

$$W_{t1} = 1,25 \cdot 6 \cdot 20 = 150 \text{ KN/m}$$

$$W_{t2} = 1,25 \cdot 1 \cdot 20 = 30 \text{ KN/m}$$

$$W_m = 4,5 \cdot 25 = 112,5 \text{ KN/m}$$

REACCIÓN EFECTIVA NORMAL AL CIMIENTO N'

$$\Sigma F_h = 0$$

$$N' = W_{t1} + W_{t2} + W_m + \frac{\text{Carga máxima}}{\text{ancho estribo}} = 150 + 30 + 112,5 + \frac{2300}{12} = 484,16 \text{ KN/m}$$

REACCIÓN HORIZONTAL MÁXIMA $T_{m\acute{a}x}$

$$T_{m\acute{a}x} = N' \cdot \text{tag } \delta + c_a \cdot B' = 417,5 \cdot \text{tag } \frac{2}{3} \varphi + 1543 \cdot 3 \cdot \frac{1}{4} = 596,34 \text{ KN/m}$$

Se considera que no se moviliza empuje pasivo si $T < T_{m\acute{a}x}$

COEFICIENTE DE SEGURIDAD AL DESLIZAMIENTO

Para los empujes pasivos se ha considerado un coeficiente de reducción de 1.5.

$$E'_{p adm} = \frac{E'_p}{1,5} = \frac{73,226}{1,5} = 48,81 \text{ KN/m}$$

$$F_d = \frac{T_{m\acute{a}x} + E'_{p adm}}{T_{nec}} = \frac{596,34 + 48,81}{129,7} = 4,97 > 1,5 \rightarrow \text{Válido}$$

COEFICIENTE DE SEGURIDAD AL VUELCO

$$\Sigma M_{vol} = E'_a \cdot d = 129,7 \cdot 2,16 = 280,15 \text{ KN} \cdot \text{m/m}$$

$$\Sigma M_{est} = W_{t1} \cdot 2,375 + W_{t2} \cdot 0,625 + W_m \cdot 1,5 + \frac{\text{Carga máxima}}{12} \cdot 1,5 + E'_p \cdot d$$

$$\Sigma M_{est} = 150 \cdot 2,375 + 30 \cdot 0,625 + 112,5 \cdot 1,5 + \frac{2300}{12} \cdot 1,5 + 48,81 \cdot 0,5$$

$$\Sigma M_{est} = 855,655 \text{ KN} \cdot \text{m/m}$$

$$F_d = \frac{\Sigma M_{est}}{\Sigma M_{vol}} = \frac{855,655}{280,15} = 3,05 > 2 \rightarrow \text{Válido}$$

Las comprobaciones realizadas hasta ahora cumplen con un margen considerable, por lo que se ha comprobado si sería posible una reducción del ancho de la zapata a 2,5 metros.

El procedimiento seguido para efectuar los cálculos ha sido similar al de zapata con 3 m. Los resultados obtenidos han sido más aproximados al límite. Siendo el coeficiente de seguridad al vuelco de 2,0113. La extrema cercanía de los valores de seguridad nos hace tomar la decisión de disponer la zapata de 3m de ancho.

COMPROBACIÓN DE ESTABILIDAD DE TALUD

Para comprobar la estabilidad del talud se ha hecho uso de los ábacos de Taylor.

Considerando un coeficiente de seguridad de 1,2 m y siendo el ángulo de rozamiento del terreno de 25°, a partir del ábaco de Taylor obtenemos el número de estabilidad N.

$$\varphi_d = \arctg\left(\frac{tg \varphi}{F}\right) = \arctg\left(\frac{tg 25^\circ}{1.2}\right) = 21.235^\circ$$

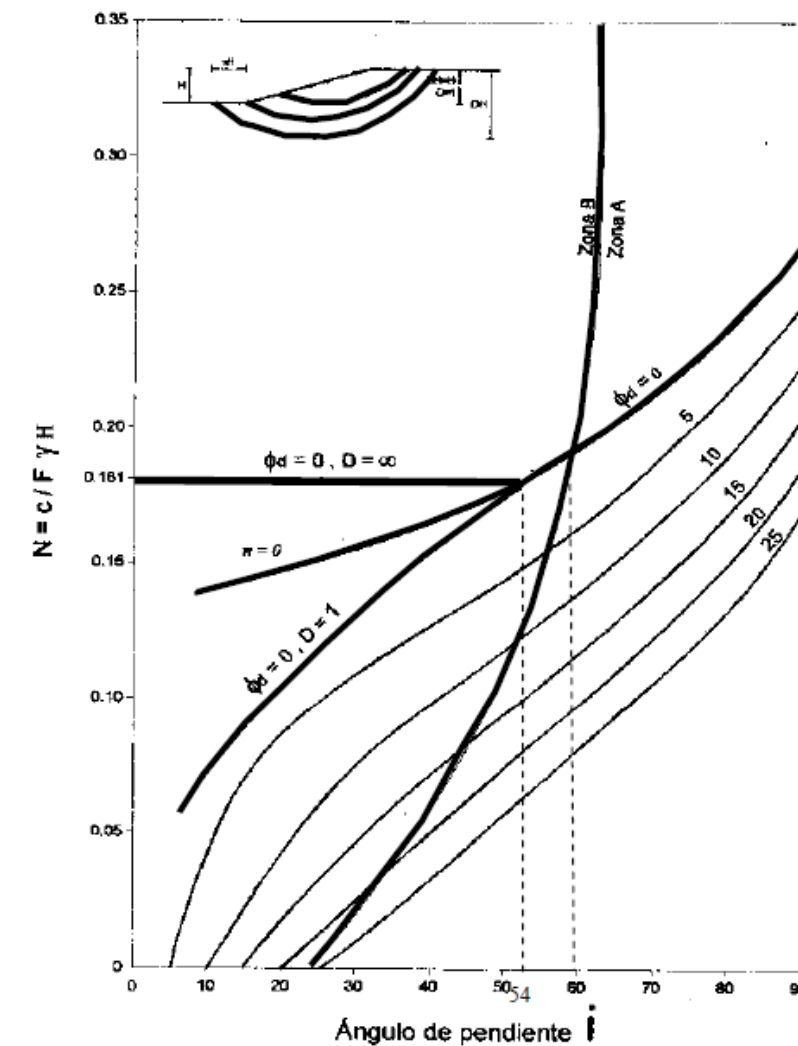


Figura 2.

Siendo $\varphi_d = 21.235^\circ$ y $i = 90^\circ \rightarrow N = 0.182$

$$N = \frac{c}{F \cdot \gamma \cdot H} = 0.182 \rightarrow c = N \cdot F \cdot \gamma \cdot H = 0.182 \cdot 1.2 \cdot 22.4 \cdot 2 = 9.784 \text{ KN/m}^2$$

La cohesión ha de ser mínimo 9.784 KN/m² para garantizar la estabilidad del talud.

El valor de la cohesión del terreno obtenido en los ensayos es 200 KN/m². Por tanto la estabilidad del talud está totalmente garantizada.

2. PILA PASARELA

En el diseño de la pila de la pasarela se han hecho comprobaciones de carga de hundimiento, tanto a largo como a corto plazo, también se han comprobado los asientos que se producen, la estabilidad frente a vuelco y deslizamiento. Como se verá, las realmente decisivas para definir la geometría del elemento son las dos primeras, ya que no existen esfuerzos horizontales en la cimentación en ninguna de sus dos direcciones.

Los datos del terreno son:

γ_{sat}	22,4	KN/m ³
γ'	22,4	KN/m ³
R_u	0,543	Mpa
R_u	0,2	Mpa
ϕ	25	°
F_{cp}	3	
F_{tp}	3	

Tabla 1.

La nomenclatura utilizada será la que se muestra en la Figura 3.:

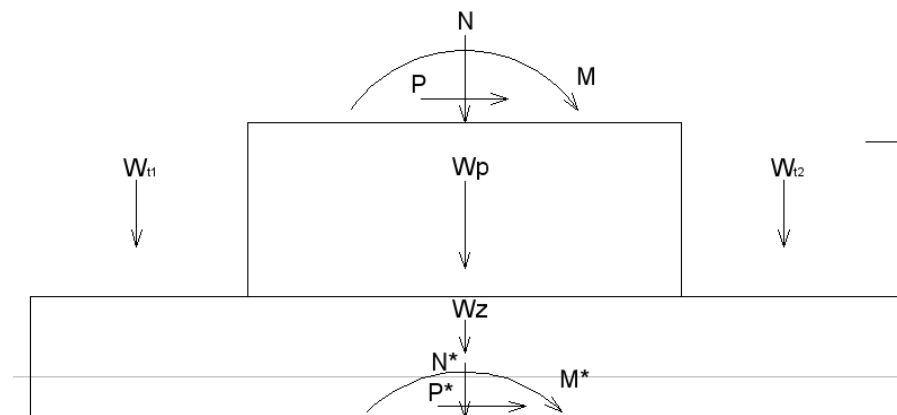


Figura 3.

El procedimiento seguido ha sido el siguiente para cada una de las comprobaciones:

CARGA DE HUNDIMIENTO A CORTO PLAZO

Nos remitimos a la formulación de Brinch-Hansen

$$q_h = c \cdot s_c \cdot i_c \cdot d_c \cdot N_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot i_q \cdot d_q + \frac{1}{2} \cdot \gamma^* \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma \cdot d_\gamma$$

donde:

- i es un factor debido a la inclinación de la carga aplicada
- d es un factor en función de la profundidad de cimentación
- s es un factor de forma
- N son los factores de capacidad de carga

Cada uno de estos factores se definen como:

- Factores de forma:

$$s_c = 1 + 0.2 \cdot \frac{B'}{L'}$$

$$s_\gamma = 1 - 0.4 \cdot \frac{B'}{L'}$$

$$s_q = 1 + \frac{B'}{L'} \cdot \tan \varphi = 1$$

- Factores de capacidad de carga:

$$N_q = e^{\pi \cdot \tan \varphi} \cdot \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \cot \varphi$$

$$N_\gamma = 1.5 \cdot (N_q - 1) \cdot \tan \varphi$$



- Factores de inclinación

$$i_q = \left(1 - \frac{P}{Q + c \cdot B \cdot L \cdot \cot \varphi}\right)^m$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \cdot \tan \varphi}$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{P}{Q + c \cdot B \cdot L \cdot \cot \varphi}\right)^{m+1}$$

donde:

$$m = m_B \cdot (\sin \theta)^2 + m_L \cdot (\cos \theta)^2$$

$$m_B = \frac{2 + \frac{B}{L}}{1 + \frac{B}{L}}$$

$$m_L = \frac{2 + \frac{L}{B}}{1 + \frac{L}{B}}$$

siendo θ el ángulo que forma la proyección horizontal en planta de la resultante de fuerzas con el eje longitudinal de la zapata (dirección L). En nuestro caso $\theta=90^\circ$.

$$C_u = \frac{1}{2} R_u$$

$$\varphi = 0^\circ$$

Con los datos iniciales y toda la formulación dada se han ido haciendo iteraciones en una hoja excel. En la hoja se ha limitado el ancho B de la zapata a 1,5 m. Ya que aumentar esta dimensión puede provocar excesivas tensiones en el terreno debido al solape de bulbos de presiones con el de la zapata contigua de la escalera. Después de iterar varias veces, la longitud eficaz que más se ajustaba a la validez de los resultados era 5,1m. Los datos de los que partimos son:

Datos iniciales		
B	5,1	m
L=L'	1,5	m
Canto	0,5	m
Prof. Zapata	1,5	m
ϕ	0,00000001	
c	271	Kpa
q	30	Kpa
γ^*	0,2	
N	3236	KN
M	1794	KN
P	0	KN
Wp	64,5	KN

Tabla 2.

Los resultados obtenidos se muestran en la Tabla 3.:

Hundimiento a corto plazo						
Wz	95,625	KN		c	q	Υ
Wt	103	KN	i	1	1	1
Q	3602,125	KN	s	1,68	1,000000034	-0,36
eB	0,498039352	m	d	1	1	1
B'	4,103921296	m	N	5,141592654	1,000000051	7,71239E-16
mB	1,227272727					
mL	1,772727273		qt	585,1517349 Kpa		Cumple
m	1,227272727		qh	2370,864306 Kpa		

Tabla3.



CARGA DE HUNDIMIENTO A LARGO PLAZO

Los cálculos a largo plazo han seguido el mismo procedimiento descrito para la definición de carga de hundimiento a corto plazo, solo que esta vez los términos utilizados son en términos efectivos.

Los datos de partida son:

Datos iniciales	
B	5,1 m
L=L'	1,5 m
Canto	0,5 m
Prof. Zapata	1,5 m
ϕ'	25
c'	271 Kpa
q'	30 Kpa
γ^*	0,2
N	3236 KN
M	1794 KN
P	0 KN
Wp	64,5 KN

Tabla 4.

Los resultados obtenidos se recogen en la siguiente tabla:

Hundimiento a largo plazo					
Wz	95,625 KN		c	q	γ
Wt	103 KN	i	1	1	1
Q	3499,125 KN	s	1,68	0,546010216	-0,36
eB	0,512699603 m	d	1	1	1
B'	4,074600793 m	N	15,0903332	0,503711733	0,099401384
mB	1,227272727				

mL	1,772727273	qt	572,5100736 Kpa	Cumple
m	1,227272727	qh	6878,5596 Kpa	

Tabla 5.

COMPROBACIÓN DE ASIENTOS

El asiento total que se produce en una cimentación es el conjunto del asiento instantáneo, asiento de consolidación primaria y asiento de consolidación secundaria, de reptación, "creep" o fluencia.

$$S_{tot} = S_1 + S_c + S_s$$

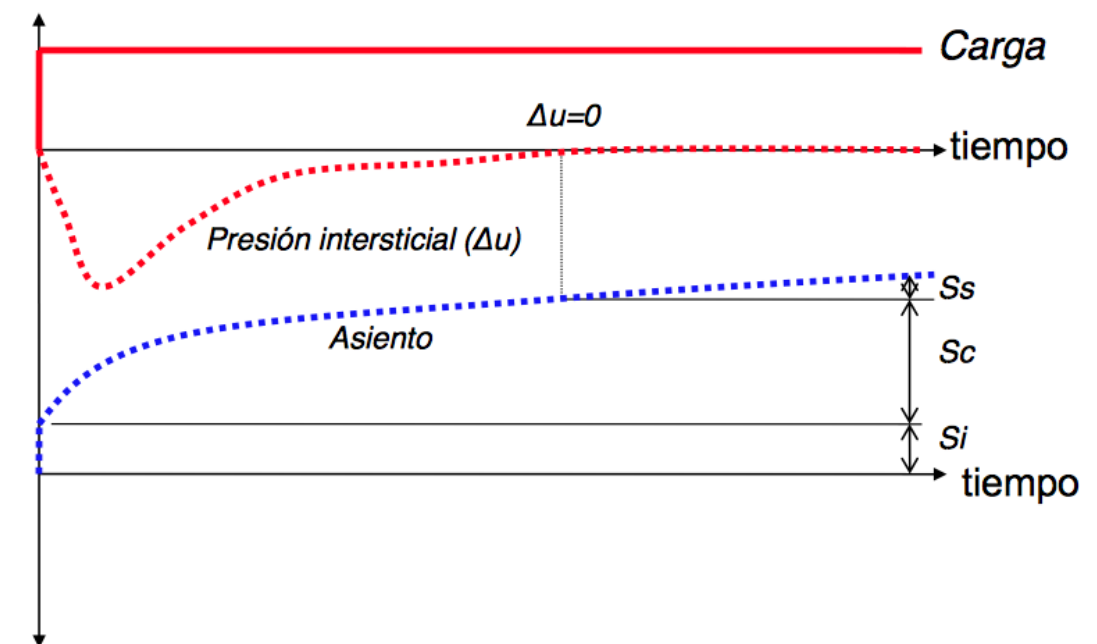


Figura 3.

En un terreno arenoso compacto o rocoso, como es el caso que nos ocupa, el principal asiento al que se corresponde el asiento total es el instantáneo. Los asentamientos debido a la consolidación, tanto primaria como secundaria, se han despreciado debido a la inexistencia de nivel piezométrico, por lo que no puede haber drenaje de los poros del suelo para la consolidación primaria y lo que supone una invariabilidad de tensión en el terreno entre efectivas y no efectivas para el asiento de consolidación secundaria.



Para el cálculo, como el asiento total es finalmente tan solo el asiento instantáneo, que se corresponde a un asiento elástico, el método de cálculo utilizado es el método elástico.

$$p = q_{tn} = q'_t - q'$$

Los valores de q_t y q los tomamos del apartado anterior, carga de hundimiento a largo plazo.

La formulación seguida para una zapata rectangular es la siguiente:

$$p = q_{tn} = q'_t - q' = 572,51 - 30 = 542,51 \text{ KN/m}^2$$

$$S_i = \frac{2}{\pi} \cdot R \cdot \frac{p \cdot (1 - \nu^2)}{E}$$

Se deduce finalmente:

$$S_i = \frac{2}{\pi} \cdot 4,386 \cdot \frac{0,54251 \cdot (1 - 0,3^2)}{28} = 0,0492 \text{ m}$$

donde:

El asiento está limitado a:

$$\frac{S}{L} < \frac{1}{500}$$

- p es la carga uniformemente repartida en MPa
- ν es un coeficiente que a largo plazo se toma igual a 0,3
- E es el modulo de elasticidad del terreno a largo plazo.
- R es el dato que corresponde a la geometría de la base de la cimentación

$$R = B \cdot \operatorname{argsh}\left(\frac{L}{B}\right) + L \cdot \operatorname{argsh}\left(\frac{B}{L}\right)$$

La longitud entre los apoyos de la pasarela dista 25 m, por lo que el asiento debe ser menos de 25/500 m, es decir 0,05 m.

siendo B y L las dimensiones de la zapata y argsh la función argumento del seno hiperbólico.

Con B igual a 5,1m. Se cumplen los requisitos mínimos exigidos por la norma.

Aplicando lo hasta ahora definido, deducimos que con los datos:

COMPROBACIÓN DE VUELCO

La pila está sometida en su base a una carga axil y flector constantes. Dicho flector provoca una excentricidad de la carga respecto al centro de gravedad de la pieza que podría causar un riesgo de vuelco.

Comprobando los momentos estabilizadores y de vuelco comprobamos que no hay ningún momento que nos provoque el vuelco del elemento. Todos los esfuerzos provocan momentos positivos a la cimentación.

$$\Sigma M_{est} = N^* \cdot d_{N^*} + W_{t1} \cdot d_{t1} + W_{t2} \cdot d_{t2}$$

Siendo:

Datos iniciales	
B	5,1 m
L=L'	1,5 m
E	28 Mpa
ν	0,3

Tabla 6.

$$R = 5,1 \cdot \operatorname{argsh}\left(\frac{1,5}{5,1}\right) + 1,5 \cdot \operatorname{argsh}\left(\frac{5,1}{1,5}\right) = 4,386$$



- N^* el valor del esfuerzo axil en la base de la cimentación. Se tiene en cuenta la excentricidad producida por el flector
- W_{t1} y W_{t2} el peso del terreno sobre la zapata
- d_1 la distancia desde el punto de vuelco a los esfuerzos

No se tiene en cuenta los empujes laterales del terreno porque éstos son iguales y se contrarrestan unos con otros.

En cuanto al momento de vuelco, éste es nulo. No hay esfuerzos que generen vuelco. Todas las cargas se aplican dentro de la cimentación y en sentido favorable a ella.

Siendo $\Sigma M_{vol} = 0$ es evidente que simplemente con el peso de la cimentación, el momento estabilizador será superior.

COMPROBACIÓN DE DESLIZAMIENTO

En el deslizamiento de la cimentación influyen principalmente el ángulo de rozamiento del terreno y la tensión tangencial q se transmite.

EN el deslizamiento hay que comprobar que $T_{m\acute{a}x} > T \cdot F_d$

El factor de seguridad de deslizamiento es 1,5.

$$T_{m\acute{a}x} = N' \cdot \tan \delta + c_a \cdot B'$$

Datos iniciales	
B	5,1 m
φ (ángulo de rozamiento)	32
N	3410,5 KN
c	271 Kpa

Tabla 7.

Con los datos mencionados y la definición de esfuerzo máximo obtenemos un valor de $T_{m\acute{a}x}$ igual a 1873,98 KN.

El esfuerzo tangencial provocado en el terreno es nulo, por lo que no hay absolutamente ningún riesgo de deslizamiento.

3. PILAS ESCALERA

Tanto las pilas de la escalera, que son las que acometen ahora, como las de las rampas, tanto lenta como rápida, son zapatas combinadas de dos pilares.

En el caso de la escalera se trata de dos pilares rectos de altura variable según la posición de la escalera en la que se sitúen. Estos se comprenden entre 3, 5.2 y 7.4 m. de altura.

Las dimensiones mínimas de la zapata se han calculado para los esfuerzos más desfavorables en la base de cimentación. Dichos esfuerzos más desfavorables corresponden a la pila intermedia de las tres.

En la escalera se producen unos esfuerzos de cortante en la dirección longitudinal de ésta que se transmiten a las pilas y en la comprobación de deslizamiento tomará importancia en comparación con los dos casos anteriores en los que la tensión tangencial existente era nula.

CARGA DE HUNDIMIENTO CORTO PLAZO

Las dimensiones mínimas de las que partimos para estas zapatas es de 1 m. de ancho, 0,5 m. de canto y 3,5 m. de largo. La profundidad de cimentación es a 1,5 m.

Se consideran mínima una longitud de 3,5 m. porque entre ejes de pilares hay 2,45 m., a los que hay que añadirle el canto de un pilar y además dejar un vuelo mínimo de 0,25 m. a cada lado para hacer el anclaje de las armaduras de espera y demás. El sumatorio da en total 3,45 m. que redondeando, 3,5 m.



Si transmitimos los esfuerzos a cota de cimentación, en la peor situación que es cuando la escalera esté cargada completamente, las cargas serán simétricas en los pilares. Al transmitir dichas cargas a cota de terreno comprobamos que:

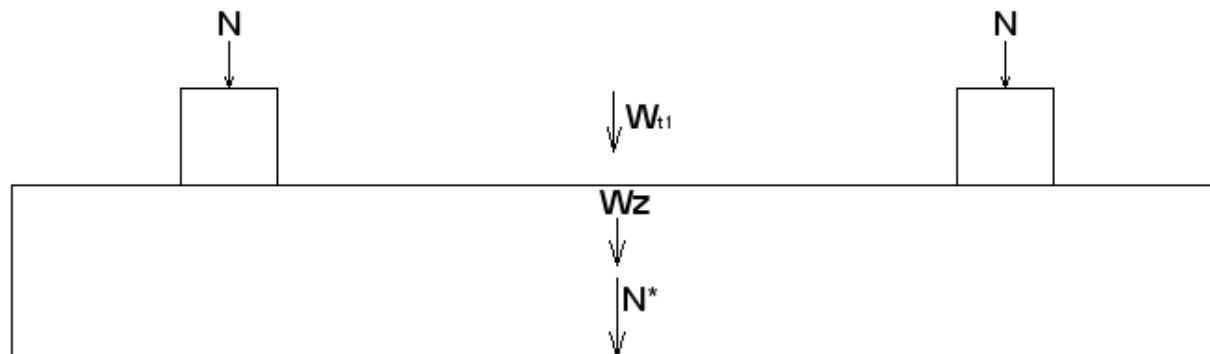


Figura 4.

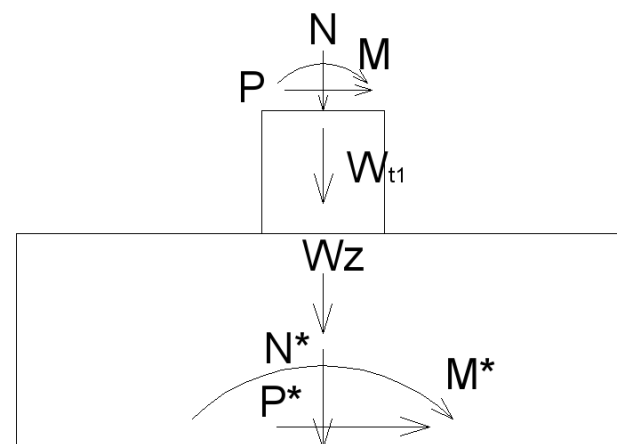


Figura 5.

$$N^* = N_1 + N_2$$

$$M^* = M_1 - M_2$$

$$P^* = P_1 - P_2$$

Por lo que los datos de partida quedan como:

Datos iniciales	
B	3,5 m
L=L'	1 m
Canto	0,5 m
Prof. Zapata	1,5 m
ϕ	0,00000001
c	271 Kpa
q	30 Kpa
γ^*	0,2
N	842,66 KN
M	0 KN
P	0 KN
Wp	0 KN

Tabla 8.

El mismo proceso que hemos desarrollado en la pila de la pasarela para calcular la carga de hundimiento a corto plazo lo aplicamos a este caso solo que utilizamos los datos que son actuantes en este momento (Tabla 8.), y obtenemos como resultado que el terreno cumple sin problemas.

Hundimiento a corto plazo					
Wz	43,75 KN		c	q	γ
Wt	60 KN	i	1	1	1
Q	1006,41 KN	s	1,7	1,000000035	-0,4
eB	0 m	d	1	1	1
B'	3,5 m	N	5,141592654	1,000000051	7,71239E-16
mB	1,222222222				
mL	1,777777778	qt	287,5457143	Kpa	Cumple
m	1,222222222	qh	2398,731738	Kpa	

Tabla 9



CARGA DE HUNDIMIENTO LARGO PLAZO

El mismo procedimiento definido hasta ahora, lo aplicamos a este caso:

Datos iniciales	
B	3,5 m
L=L'	1 m
Canto	0,5 m
Prof. Zapata	1,5 m
ϕ'	25
c'	271 Kpa
q'	30 Kpa
γ^*	0,2
N	842,66 KN
M	0 KN
P	0 KN
Wp	0 KN

Tabla 9.

Hundimiento a largo plazo					
Wz	43,75 KN		c	q	γ
Wt	20 KN	i	1	1	1
Q	906,41 KN	s	1,7	0,532657575	-0,4
eB	0 m	d	1	1	1
B'	3,5 m	N	15,0903332	0,503711733	0,099401384
mB	1,222222222				
mL	1,777777778	qt	258,9742857 Kpa		Cumple
m	1,222222222	qh	6960,151763 Kpa		

Tabla 10.

ASIENTOS

Al igual que en el caso de la pila de la pasarela, estamos tratando con una zapata de base rectangular. Las expresiones utilizadas son las mismas que se explican en dicho apartado. En las siguientes tablas se muestran los datos iniciales necesarios para el cálculo del asiento instantáneo y los resultados obtenido junto con su conclusión.

Datos iniciales	
Distancia apoyos	6 m
E	28 Mpa
ν	0,3
B	3,5 m
L=L'	1 m
q	30 Kpa

Tabla 11.

Comprobación de asientos				
R	2,952591809	Sinstan.	0,013987935	m
qt	258,9742857 Kpa	No cumple asiento		
qtn	0,228974286 Mpa			

Tabla 12.

Como el asiento no cumple por la limitación de $\frac{s}{L} < \frac{1}{500}$; lo que haremos será aumentar el ancho de la zapata hasta que sea necesario. Con la ayuda de una hoja excel hemos iterado hasta que hemos conocido cuales son las logitudes mínimas con las que se cumplen los requisitos. La solución final se recoge en las siguientes tablas:



Datos iniciales	
Distancia apoyos	6 m
E	28 Mpa
v	0,3
B	3,5 m
L=L'	1,6 m
q	30 Kpa

Tabla 13.

Comprobación de asientos			
R	3,988102523	Sinstan.	0,011885906 m
qt	174,0464286 Kpa	<i>Cumple asiento</i>	
qtn	0,144046429 Mpa		

Tabla 14.

Aumentando el ancho de zapata a 1,6 m. el asiento cumple.

Las comprobaciones siguientes las realizaremos con un ancho de 1,6 m a partir de ahora, ya que la comprobación frente a asiento nos lo restringe a este valor como mínimo.

COMPROBACIÓN VUELCO

En el sentido transversal de la escalera no tenemos ningún peligro de vuelco. No hay ningún esfuerzo que perjudique la estabilidad de la cimentación y pueda generar vuelco. En cambio, en el sentido longitudinal de la escalera, se generan unos esfuerzos de cortante por los posibles desplazamientos que esta pueda tener y lo que hace es que genera un momento flector en la base de cimentación que puede desembocar en que la zapata despegue y posteriormente vuelque.

El momento estabilizador debe ser mayor a 2 veces el momento de vuelco resultante. Esto quiere decir que el factor de seguridad frente a vuelco es igual a 2.

Para determinar la solución hemos de ver cuales son los esfuerzos que provocan el vuelco y cuales con estabilizadores.

	N1	N2	M1X/M2X	V1Y/V2Y
ELU	421,33	421,33	372,43	76,14

Tabla 15.

Datos iniciales	
B	3,5 m
L=L'	1,6 m
Canto	0,5 m
Prof. Zapata	1,5 m
Wz	70 KN
Wt	102 KN

Tabla 16.

Esfuerzos volcadores:

- Esfuerzo cortante ejercido en el extremo del pilar.

$$\Sigma M_{vol} = V^* \cdot d_{V^*} + M_1 + M_2$$

$$\Sigma M_{vol} = 76,14 \cdot 0,5 + 372,43 = 410,5 \text{ KN/m}$$

Esfuerzos estabilizadores:

- Peso de la cimentación
- Esfuerzo axial ejercido en el extremo del pilar
- Peso de las tierras sobre la zapata



Los esfuerzos en la base de los pilares son:

$$\Sigma M_{est} = N^* \cdot d_{N^*} + W_t \cdot d_t$$

Siendo:

$$\circ N^* = N_1 + N_2 + W_z = 421,33 + 421,33 + 70 = 912,66 \text{ KN}$$

$$\Sigma M_{est} = N^* \cdot d_{N^*} + W_t \cdot d_t$$

$$\Sigma M_{est} = 912,66 \cdot \frac{1,6}{2} + 102 \cdot \frac{1,6}{2} = 811,464 \text{ KN/m}$$

$$F_v = \frac{\Sigma M_{est}}{\Sigma M_{vol}} = \frac{811,464}{410,5} = 1,97 < 2$$

Para aumentar el factor de seguridad frente a vuelco lo que haremos será aumentar el ancho de la zapata, de esta forma el momento estabilizadores aumentarán más, proporcionalmente, que si aumentamos la zapata en su dirección longitudinal.

Para efectuar este proceso iterativo nos ayudamos de una hoja excel en la que se ha escrito todo el proceso hasta aquí descrito, y el resultado que obtenemos se recoge en las siguientes tablas:

Datos iniciales	
B	3,5 m
L=L'	1,7 m
Canto	0,5 m
Prof. Zapata	1,5 m
Wz	74,375 KN
Wt	109 KN

Tabla 17.

Comprobación de vuelco	
Mvol	410,5 KN/m
Mest	872,12975 KN/m

Tabla 18.

$$F_v = \frac{\Sigma M_{est}}{\Sigma M_{vol}} = \frac{872,13}{410,5} = 2,12 < 2$$

Obtenemos finalmente un F_v igual a $2,06 > 2$. Lo que quiere decir que *Cumple*.

Las dimensiones ahora requeridas en la zapata pasan a ser de 3,5x1,7x0,5 m.

COMPROBACIÓN DE DESLIZAMIENTO

Con las ultimas dimensiones de la zapata requeridas comprobamos el deslizamiento de esta.

En este caso, las tensiones tangenciales provocadas se generan en el sentido longitudinal de la escalera, que es el sentido en el que hemos comprobado vuelco. En el otro sentido no hay esfuerzos horizontales por lo que T será nula, y evidentemente $T_{m\acute{a}x}$ será superior.

En el deslizamiento hay que comprobar que $T_{m\acute{a}x} > T \cdot F_d$

El factor de seguridad de deslizamiento es 1,5.

$$T_{m\acute{a}x} = N' \cdot \tan \delta + c_a \cdot B'$$

Aplicando la definición de esfuerzo horizon máximo capaz de resistir el terreno a los datos que tenemos:

Datos iniciales	
L	1,7 m
φ (ángulo de rozamiento)	32
N	1026,035 KN
c	271 Kpa

Tabla 19.

$$T_{m\acute{a}x} = 1026,035 \cdot \tan 32 + 271 \cdot 1,7 = 1101,84 \text{ KN}$$

$$T = 76,14 \text{ KN}$$

$$F_d = \frac{T_{m\acute{a}x}}{T} = \frac{1101,84}{76,14} = 14,47 > 1,5$$

La comprobación de deslizamiento *Cumple*.

4. PILAS RAMPA LENTA

En las pilas de las rampas contamos con un doble factor. A la hora de hacer los cálculos de dimensiones mínimas, las dos direcciones serán importantes.

Estas zapatas también son zapatas combinadas. La diferencia con las anteriores es que en sus extremos tienen dinteles que las atan y además recogen directamente la carga de la rampa para transmitírsela a los pilares.

Algunos tienen un único dintel y en cambio otros, tienen dos. Esto ocurre cuando dos tramos de la rampa coinciden en planta y se aprovechan los pilares y la cimentación ya dispuestos.

En este caso las comprobaciones a realizar son similares a las de la escalera. En cada apartado se representara la tabla de datos iniciales, la de resultados y, en su caso, el procedimiento seguido si éste varía con respecto a lo explicado hasta ahora.

CARGA DE HUNDIMIENTO CORTO PLAZO

El caso en el que nos encontramos es en el de un pilar con dos dinteles. La nomenclatura seguida es cuando hablamos de cargas “1” nos referimos al dintel superior y cuando hablamos de “2”, es el inferior. Los esfuerzos flectores que provocan los dinteles se desprecian por su simetría, ya que al tener el mismo valor estos se contrarrestarán.

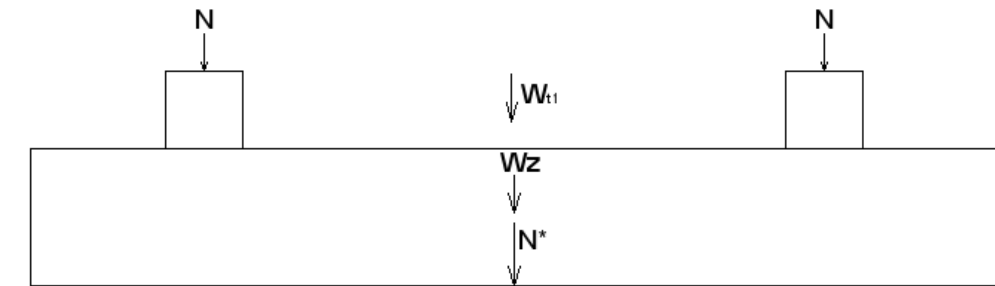


Figura 5.

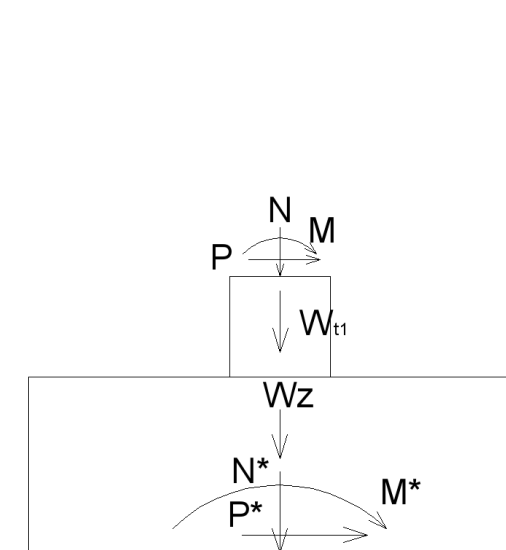


Figura 6.

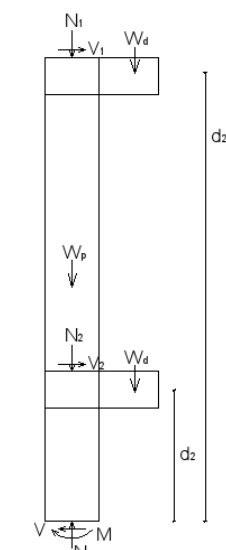


Figura 7.



Las cargas de las que partimos ahora son las que se recogen en la Tabla 20. tabla:

N1	V1	N2	V2	Wpilar	Wdintel
232,92	45,336	167,044	101,98	22,72	8,8

Tabla 20.

Con estos datos vamos a determinar los esfuerzos en la base del pilar:

$$N = N_1 + N_2 + W_{pilar} + W_{dintel} = 232,92 + 167,044 + 22,72 + 8,8 = 431,484 \text{ KN}$$

$$V = V_1 + V_2 = 45,336 + 101,98 = 147,316 \text{ KN}$$

$$M = V_1 \cdot d_1 + V_2 \cdot d_2 = 45,336 \cdot 5,68 + 101,98 \cdot 1,73 = 433,934 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

A continuación se muestran los resultados obtenidos para un primer predimensionamiento de la zapata, dejando un vuelo de 0,25 m. mínimo por cada extremo de la zapata, por lo que las longitudes quedarán: en su sentido longitudinal 3,5 m. y en el transversal 1 m.

Datos iniciales	
B	1 m
L=L'	3 m
Canto	0,5 m
Prof. Zapata	1,5 m
ϕ	0,00000001
c	271 Kpa
q	16,66666667 Kpa
γ^*	0,2
N	862,96 KN
M*	1015,183 KN
P	294,63 KN
M	867,868 KN

Tabla 21.

Siendo:

- N, P y M los esfuerzos sumados de los dos pilares
- M* el momento en la base de la cimentación

Hundimiento a corto plazo					
Wz	37,5 KN		c	q	γ
Wt	50 KN	i	0,876653506	0,999999994	0,999999999
Q	1818,328 KN	s	1,066666667	1,000000003	0,866666667
eB	0,558305762 m	d	1	1	1
B'	-0,116611524 m	N	5,141592654	1,000000051	7,71239E-16
mB	1,75				
mL	1,25	qt	-5197,679528 Kpa		No cumple
m	1,75	qh	1319,604381 Kpa		

Tabla 22.



Como no cumple, se realizan iteraciones hasta llegar a una solución válida. Ésta es la siguiente:

Datos iniciales	
B	2,1 m
L=L'	4 m
Canto	0,5 m
Prof. Zapata	1,5 m
ϕ	0,00000001
c	271 Kpa
q	18,80952381 Kpa
γ^*	0,2
N	862,96 KN
M*	1015,183 KN
P	294,63 KN
M	867,868 KN

Tabla 23.

Hundimiento a corto plazo					
Wz	105 KN		c	q	γ
Wt	158 KN	i	0,958320519	0,999999998	0,999999997
Q	1993,828 KN	s	1,105	1,000000005	0,79
eB	0,509162776 m	d	1	1	1
B'	1,081674447 m	N	5,141592654	1,000000051	7,71239E-16
mB	1,655737705				
mL	1,344262295	qt	460,8197977 Kpa	Cumple	
m	1,655737705	qh	1494,312272 Kpa		

Tabla 24.

Los cálculos posteriores se efectúan con unas dimensiones de 4x2,1x0,5 m.

CARGA DE HUNDIMIENTO A LARGO PLAZO

Los datos iniciales que se tienen en cuenta en el cálculo de la cimentación de la rampa lenta son los que se muestran en la Tabla 25.:

Datos iniciales	
B	2,1 m
L=L'	4 m
Canto	0,5 m
Prof. Zapata	1,5 m
ϕ'	25
c'	271 Kpa
q'	30 Kpa
γ^*	0,2
N	862,96 KN
M*	1015,183 KN
P	294,63 KN
M	867,868 KN

Tabla 25.

Hundimiento a largo plazo					
Wz	105 KN		c	q	γ
Wt	158 KN	i	1,016426927	1,032611761	1,052820915
Q	1993,828 KN	s	1,105	0,929898636	0,79
eB	0,509162776 m	d	1	1	1
B'	1,081674447 m	N	15,0903332	0,503711733	0,099401384
mB	1,655737705				
mL	1,344262295	qt	460,8197977 Kpa	Cumple	
m	1,655737705	qh	4607,634616 Kpa		

Tabla 26.



La zapata de 4x2,1x0,5 cumple el hundimiento a largo plazo, por lo que mantenemos estas dimensiones para la comprobación de asiento.

ASIENTO

Para efectuar los cálculos de vuelco se han realizado los mismo cálculos explicados en el apartado de asiento de la pila de la pasarela. En este caso la distancia mínima entre pórticos en esta rampa es de 10 m.

Datos iniciales	
Distancia apoyos	10 m
E	28 Mpa
v	0,3
B	4 m
L=L'	2,1 m
q	18,80952381 Kpa

Tabla 27.

Comprobación de asientos					
R	4,954289401		Sinstan.	0,029565068	m
qt	318,4257442	Kpa	No cumple asiento		
qtn	0,288425744	Mpa			

Tabla 28.

Como en los resultados obtenidos no se cumplen las exigencias, iteramos y llegamos a una solución de 5x4,5x0,5 m.

Datos iniciales	
Distancia apoyos	10 m
E	28 Mpa
v	0,3
B	5 m
L=L'	4,5 m
q	19,71555556 Kpa

Tabla 29.

Comprobación de asientos			
R	8,3544367	Sinstan.	0,01916882 m
qt	130,6112591 Kpa	Cumple asiento	
qtn	0,110895704 Mpa		

Tabla 30.

COMPROBACIÓN DE VUELCO

El vuelco en la zapata de la rampa se comprueba tan solo en un sentido. En el otro, el flector es nulo, ya que el cortante así lo es, y por tanto los momentos volcadores también lo son.

Datos iniciales	
B	5 m
L=L'	4,5 m
Canto	0,5 m
Prof. Zapata	1,5 m
Wz	281,25 KN
Wt	443,6 KN

Tabla 31.



Comprobación de vuelco	
Mvol	1162,5 KN/m
Mest	3572,5905 KN/m
Cumple	

Tabla 32.

Como los resultados son favorables con las dimensiones que tenemos ahora, comprobaremos por último si resiste frente a deslizamiento.

COMPROBACIÓN DE DESLIZAMIENTO

En las siguientes tablas se muestran los datos para comprobar el deslizamiento en las dos direcciones principales:

Datos iniciales		Datos iniciales	
B	5 m	L	2,5 m
φ (ángulo de rozamiento)	32	φ (ángulo de rozamiento)	32
N	2127,078 KN	N	2127,078 KN
c	271 Kpa	c	271 Kpa

Tabla 33.

Comprobación de deslizamiento (B)		Comprobación de deslizamiento (L)	
T	294,63 KN/m	T	294,63 KN/m
Tmáx	2185,738974 KN/m	Tmáx	1508,238974 KN/m
Cumple		Cumple	

Tabla 34.

Finalmente, las zapatas de la rampa rápida tendrán unas dimensiones mínimas exigidas por las características geotécnicas del terreno de 5x2,5x0,5 m.

5. PILAS RAMPA RÁPIDA

A diferencia de las pilas de la rampa lenta, en esta tan solo hay un pórtico en el que existe un doble nivel de dinteles. Obteniendo los esfuerzos se ha comprobado que en el que existen las cargas más desfavorables es en uno en el que tan solo hay un dintel, por lo que será con este con el que se proceda a hacer los cálculos que nos den las dimensiones mínimas de la cimentación.

Al igual que en los apartados anteriores las comprobaciones a realizar son similares a las de la escalera. En cada apartado se representara la tabla de datos iniciales, la de resultados y, en su caso, el procedimiento seguido si éste varía con respecto a lo explicado hasta ahora.

CARGA DE HUNDIMIENTO A CORTO PLAZO

El caso en el que nos encontramos es en el de un pilar con un único dintel. Los esfuerzos flectores que provoca el dintel se desprecia por su simetría, ya que al tener el mismo valor estos se contrarrestarán en la cimentación.

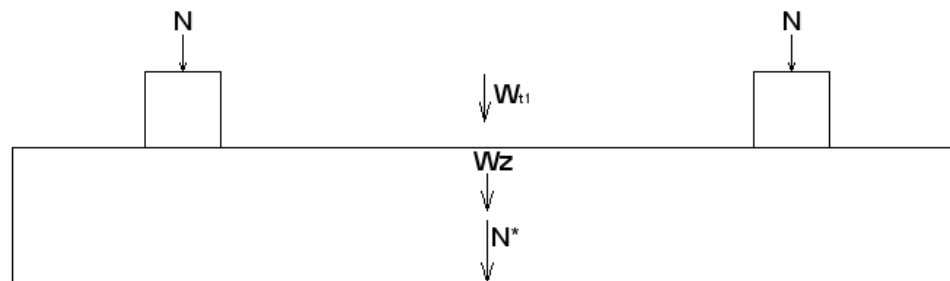


Figura 5.

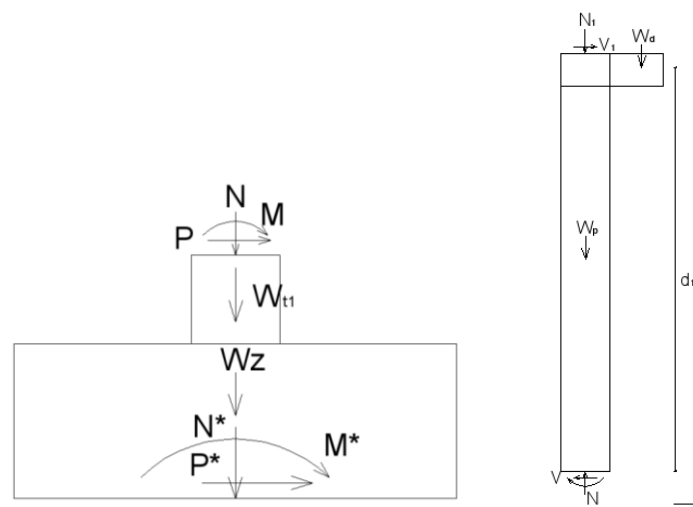


Figura 6.

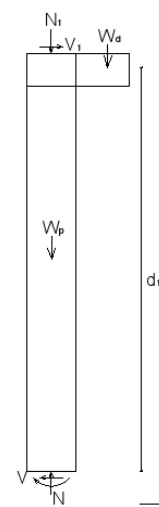


Figura 7.

Las cargas de las que partimos ahora son las que se recogen en la siguiente tabla:

N1	V1	Wpilar	Wdintel
345,16	47,023	13,68	8,8

Tabla 35.

Con estos datos vamos a determinar los esfuerzos en la base del pilar:

$$N = N_1 + W_{pilar} + W_{dintel} = 345,16 + 13,68 + 8,8 = 367,64 \text{ KN}$$

$$V = V_1 = 47,023 \text{ KN}$$

$$M = V_1 \cdot d_1 = 47,023 \cdot 3,42 = 160,82 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

A continuación se muestran los resultados obtenidos para un primer predimensionamiento de la zapata, dejando un vuelo de 0,25 m. Mínimo por cada extremo de la zapata, por lo que las longitudes quedarán: en sentido longitudinal de la zapata 3,5 m. Y en el transversal 1 m.

Datos iniciales	
B	1 m
L=L'	3,5 m
Canto	0,5 m
Prof. Zapata	1,5 m
ϕ	0,00000001
c	271 Kpa
q	18,17142857 Kpa
γ^*	0,2
N	690,32 KN
M	368,663 KN
P	94,046 KN
M	321,64 KN

Tabla 36.



Hundimiento a corto plazo					
Wz	43,75 KN		c	q	γ
Wt	63,6 KN	i	0,965716685	0,999999998	0,999999997
Q	1119,31 KN	s	1,057142857	1,000000003	0,885714286
eB	0,329366306 m	d	1	1	1
B'	0,341267388 m	N	5,141592654	1,000000051	7,71239E-16
mB	1,777777778				
mL	1,222222222	qt	937,1034808 Kpa		No cumple
m	1,777777778	qh	1440,665196 Kpa		

Tabla 37.

Como no se cumplen las exigencias requeridas, aumentamos la base de la zapata hasta que lo hagan. Esto ocurre cuando el ancho de la zapata aumenta a 1,5 m. Por lo que las dimensiones de la cimentación pasan a ser 3,5x1,5x0,5 m., quedando por tanto como datos iniciales los que se muestran en la Tabla 38. y los resultados obtenidos se recogen en la Tabla 39.

Datos iniciales	
B	1,5 m
L=L'	3,5 m
Canto	0,5 m
Prof. Zapata	1,5 m
ϕ	0,00000001
c	271 Kpa
q	18,78095238 Kpa
γ^*	0,2
N	690,32 KN
M*	368,663 KN
P	94,046 KN
M	321,64 KN

Tabla 38.

Hundimiento a corto plazo					
Wz	65,625 KN		c	q	γ
Wt	98,6 KN	i	0,978144384	0,999999999	0,999999998
Q	1176,185 KN	s	1,085714286	1,000000004	0,828571429
eB	0,313439637 m	d	1	1	1
B'	0,873120725 m	N	5,141592654	1,000000051	7,71239E-16
mB	1,7				
mL	1,3	qt	384,8870465 Kpa		Cumple
m	1,7	qh	1498,521164 Kpa		

Tabla 39.

CARGA DE HUNDIMIENTO A LARGO PLAZO

Como hemos podidos comprobar en todos los cálculo de carga de hundimiento, la comprobación a corto plazo siempre resulta mas restrictiva que a largo plazo.

Un aspecto que no hemos puntualizado en el caso de la rampa rápida, y que también ocurre, al igual que en la escalera, es que el esfuerzo tangencial se da en la dirección corta de la zapata, lo que provoca un esfuerzo flector y por lo tanto una excentricidad del axil aplicado (eB). Es por ello que ponemos como B la dirección corta, en lugar de la dirección longitudinal de la zapata. En la dirección longitudinal no existe tensión tangencial y además tampoco esfuerzo flector, lo que significa que la carga resultante de axil, estará aplicada en el mismo centro de gravedad de la zapata.



Datos iniciales	
B	1,5 m
L=L'	3,5 m
Canto	0,5 m
Prof. Zapata	1,5 m
ϕ'	25
c'	271 Kpa
q'	18,78095238 Kpa
γ^*	0,2
N	690,32 KN
M*	368,663 KN
P	94,046 KN
M	321,64 KN

Tabla 40.

Hundimiento a largo plazo					
Wz	65,625 KN		c	q	γ
Wt	95 KN	i	1,008522104	1,016918613	1,02700414
Q	1172,585 KN	s	1,085714286	0,942774397	0,828571429
eB	0,314401941 m	d	1	1	1
B'	0,871196118 m	N	15,0903332	0,503711733	0,099401384
mB	1,7				
mL	1,3	qt	384,5566788 Kpa		Cumple
m	1,7	qh	4486,927784 Kpa		

Tabla 41.

ASIENTO

En este caso la distancia entre apoyos es menor, son 8 m, lo que implica que la limitación de asiento es más restrictiva. Necesitaremos que se produzca una magnitud de asiento menor que la anterior y para ello se requiere una mayor dimensión de la zapata con la que se repartan las cargas al terreno.

Datos iniciales	
Distancia apoyos	8 m
E	28 Mpa
v	0,3
B	3,5 m
L=L'	1,5 m
q	18,78095238 Kpa

Tabla 42.

Comprobación de asientos				
R	3,832741222	Sinstan.	0,020101196	m
qt	272,2639977 Kpa	No cumple asiento		
qtn	0,253483045 Mpa			

Tabla 43.

Como podemos comprobar, el asiento no cumple, lo que implica un aumento de la superficie de la zapata 4x1,5x0,5 m. Y los resultados obtenidos son:



Datos iniciales	
Distancia apoyos	10 m
E	28 Mpa
v	0,3
B	4 m
L=L'	1,5 m
q	18,93333333 Kpa

Tabla 44.

Datos iniciales	
B	4 m
L=L'	1,5 m
Canto	0,5 m
Prof. Zapata	1,5 m
Wz	75 KN
Wt	113,6 KN

Tabla 46.

Comprobación de asientos				
R	4,028015571		Sinstan.	0,018074352 m
qt	235,8076434 Kpa	Cumple asiento		
qtn	0,21687431 Mpa			

Tabla 45.

Comprobación de vuelco	
Mvol	415,686 KN/m
Mest	659,19 KN/m
No cumple	

Tabla 47

COMPROBACIÓN DE VUELCO

En la comprobación de vuelco, tan solo la hacemos en un sentido, que es en el que se produce el cortante. Dicho esfuerzo tangencial se produce siempre en el sentido longitudinal en el que va la rampa. En el otro sentido el esfuerzo tangencial es nulo al igual que el flector. Esto implica que no existen momentos desfavorables a la estabilidad de la cimentación.

Como no cumple, volvemos a aumentar la superficie de cimentación:

Datos iniciales	
B	4 m
L=L'	2 m
Canto	0,5 m
Prof. Zapata	1,5 m
Wz	100 KN
Wt	153,6 KN

Tabla 48.



Y los resultados que se obtienen con estos datos son:

Comprobación de vuelco	
Mvol	415,686 KN/m
Mest	943,92 KN/m
Cumple	

Tabla 49.

Comprobación de deslizamiento		Comprobación de deslizamiento	
T	0 KN/m	T	0 KN/m
Tmáx	1578,269611 KN/m	Tmáx	1036,269611 KN/m
Cumple		Cumple	

Tabla 51.

Las dimensiones de la zapata ahora quedan restringidas por la comprobación de vuelco. Éstas quedan como: 4x2x0,5 m.

COMPROBACIÓN DE DESLIZAMIENTO

Por último, realizamos la comprobación de deslizamiento de la zapata. Esta comprobación, al igual que en la rampa la realizamos en los dos sentidos. Aunque para uno de ellos, el esfuerzo tangencial en el terreno es nulo.

Datos iniciales		Datos iniciales	
B	4 m	L	2 m
φ (ángulo de rozamiento)	32	φ (ángulo de rozamiento)	32
N	1265,56 KN	N	1265,56 KN
c	271 Kpa	c	271 Kpa

Tabla 50.

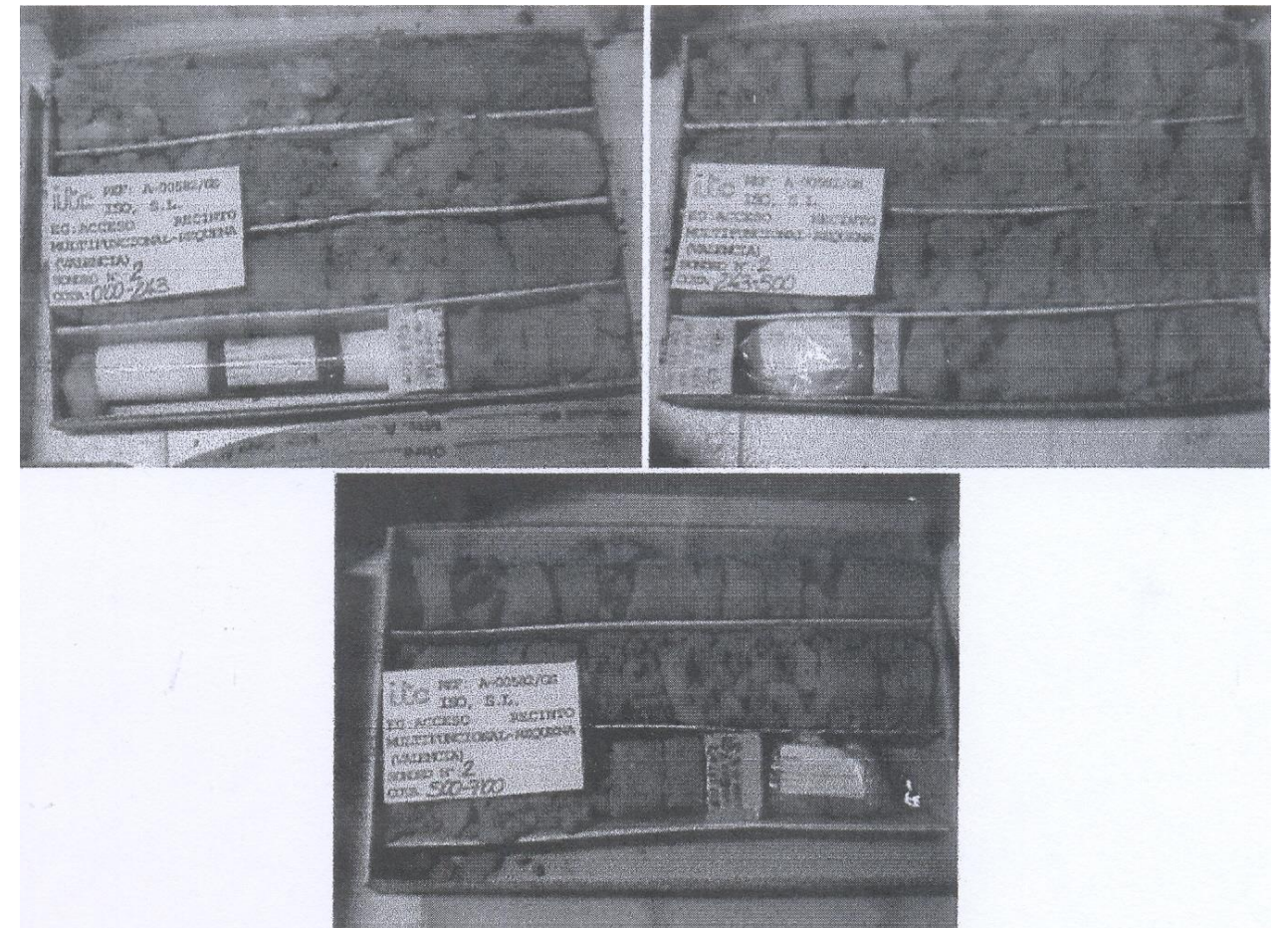
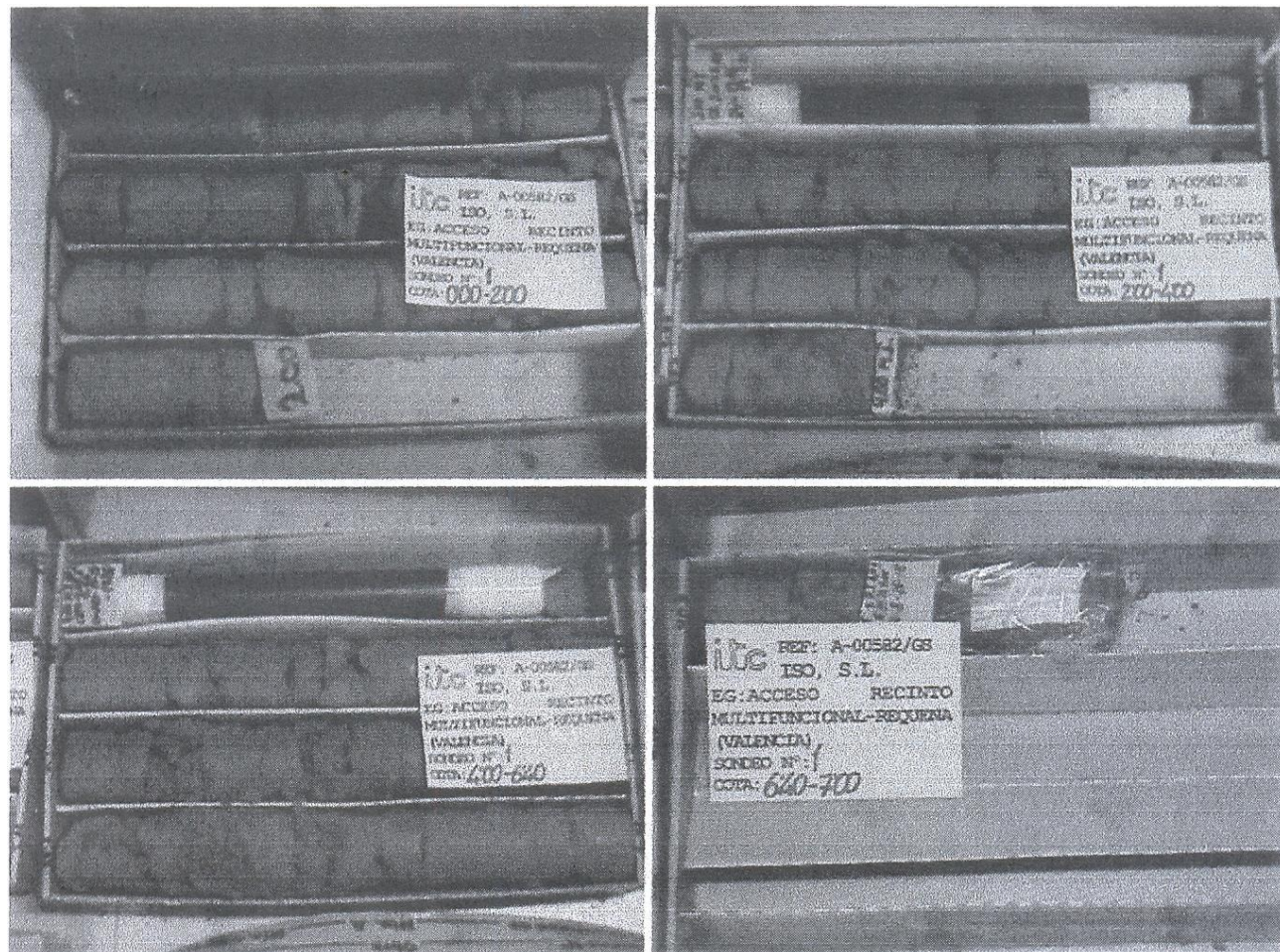
6. RESUMEN DE LAS DIMENSIONES DE LAS CIMENTACIONES

En la siguiente tabla se muestra un resumen de las dimensiones mínimas que han de tener las cimentaciones superficiales para cada uno de los elementos que hay en la estructura (Todas las dimensiones están en metros).

	B	L	c
ESTRIBO	12	2,5	0,5
P. PASARELA	5,1	1,5	0,7
P. ESCALERA	3,5	1,7	0,5
P. RAMPA LENTA	5	4,5	0,5
P. RAMPA RÁPIDA	4	2	0,5

Tabla 52.

ANEJO III.VII REPORTAJE FOTOGRÁFICO





7. ANEJO VII. ACTAS DE ENSAYOS DE LABORATORIO

ITC

AVDA. DE ELCHE, 164
Tlf. (96) 510 48 00
Fax (96) 510 48 19
03008 ALICANTE

INSTITUTO TECNICO DE LA CONSTRUCCION, S.A.

PREPARACION DE MUESTRAS (UNE 103100/95), ANALISIS GRANULOMETRICO DE
SUELOS FINOS POR SEDIMENTACION - MÉTODO DEL DENSIMETRO (UNE 103102/95)

CIF : B-046762860

PETICIONARIO : ISO, S.L.
AVDA. AZAGADOR Nº36 ESC. 3-2ª VALENCIA

Obra(CV): ACCESO AL RECINTO MULTIFUNCIONAL DE REQUENA
RECINTO MULTIFUNCIONAL DE REQUENA

MUESTREO : ITC ☐ Otros ☒ Fecha entrada: 22/11/00 Por ITC : ---

REFERENCIA: N° A-00582/GS
CLIENTE: 288

PROCEDENCIA : SONDEO 1
MUESTRA : TESTIGO 1.00 m - 2.00 m

Código muestra : 11801/SE/00

DATOS COMPLEMENTARIOS :

- RESULTADOS DE ENSAYO -

Tamiz serie UNE	40	25	20	12,5	10	6,3	5	2,0	1,25	0,63	0,40	0,16	0,08	0,029	0,019	0,011	0,008	0,0057	0,0041	0,00299	0,00127
% que pasa	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	98,6	95,6	93,0	86,5	79,9	72,0	66,6	61,1	55,4	49,9	43,5	37,8	27,2

Diagrama granulométrico

Tamices serie UNE y diámetros de partículas en mm.

OBSERVACIONES:

Sin incidencia en la realización del ensayo

8250

HOJA Nº1 DE 1

EL RESPONSABLE TÉCNICO
José González Fernández
Geólogo

EL DIRECTOR DEL ÁREA SE
César Doménech Morante
Geólogo

Fecha de emisión: 28/11/00

LABORATORIO ACREDITADO POR LA C.O.P.U.T., Nº 07002 SE 97 (97/A7676), EN EL ÁREA(ES) ENSAYOS DE LABORATORIO DE MECÁNICA DEL SUELO.



PROYECTO BÁSICO DE PASARELA PEATONAL SOBRE LA N-III DE ACCESO AL RECINTO FERIAL EN REQUENA (VALENCIA). DESCRIPCIÓN GENERAL DEL PROYECTO, PROCESO CONSTRUCTIVO Y COMPONENTES NO ESTRUCTURALES.

MARÍA CONCEPCIÓN ZAMORA UREÑA. UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE VALENCIA. ETSICCP.



TLF. (96) 510 46 00
FAX (96) 510 48 19
03008 ALICANTE
INSTITUTO TÉCNICO DE LA CONSTRUCCIÓN, S.A.

PREPARACIÓN DE MUESTRAS (UNE 103100/93), DETERMINACIÓN DEL LÍMITE
LÍQUIDO DE UN SUELO (UNE 103103/94), DETERMINACIÓN DEL LÍMITE
PLÁSTICO DE UN SUELO (UNE 103104/93)

PETICIONARIO : ISO, S.L. CIF : B-046762860
AVDA. AZAGADOR Nº36 ESC. 3-2ª VALENCIA

Obra(CV): ACCESO AL RECINTO MULTIFUNCIONAL DE REQUENA
RECINTO MULTIFUNCIONAL DE REQUENA

MUESTREO : ITC ☐ Otros ☒ Fecha entrada: 22/11/00 Por ITC : ---

REFERENCIA: A-00582/GS
NºCLIENTE: 288
Código muestra : 11801/SE/00

PROCEDENCIA : SONDEO 1
MUESTRA : TESTIGO 1.00 m - 2.00 m

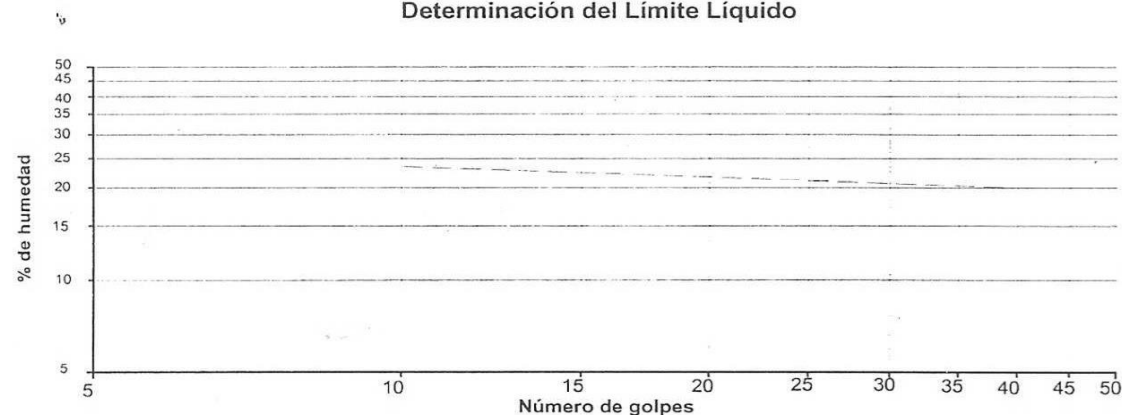
DATOS COMPLEMENTARIOS :

- RESULTADOS DE ENSAYO -

DETERMINACIÓN DEL LÍMITE LÍQUIDO DE UN SUELO POR EL MÉTODO DEL APARATO DE CASAGRANDE
(según UNE 103103/94)

Punto nº	1	2	3
Nº de golpes	---	---	---
Humedad (%)	---	---	---

Determinación del Límite Líquido



DETERMINACIÓN DEL LÍMITE PLÁSTICO DE UN SUELO (según UNE 103104/93)

Punto nº	1	2
Humedad (%)	----	----

RESULTADOS DEL ENSAYO

LÍMITE LÍQUIDO: ----
LÍMITE PLÁSTICO: ----
ÍNDICE PLASTICIDAD: MATERIAL NO PLÁSTICO

OBSERVACIONES:

Sin incidencia en la realización del ensayo

7690

HOJA Nº1 DE 1

EL RESPONSABLE TÉCNICO

EL DIRECTOR DEL ÁREA SE

José González Fernández
Geólogo

César Doménech Morante
Geólogo

Fecha de acta : 4/12/00

LABORATORIO ACREDITADO POR LA C.O.P.U.T., Nº07002 SE 97 (97/A7678), EN EL ÁREA(SE): ENSAYOS DE LABORATORIO DE MECÁNICA DEL SUELO.

TLF. (96) 510 48 19
FAX (96) 510 48 19
03008 ALICANTE
INSTITUTO TÉCNICO DE LA CONSTRUCCIÓN, S.A.

SUELOS FINOS POR SEDIMENTACIÓN - MÉTODO DEL DENSÍMETRO (UNE 103102/95)

PETICIONARIO : ISO, S.L. CIF : B-046762860
AVDA. AZAGADOR Nº36 ESC. 3-2ª VALENCIA

Obra(CV): ACCESO AL RECINTO MULTIFUNCIONAL DE REQUENA
RECINTO MULTIFUNCIONAL DE REQUENA

MUESTREO : ITC ☐ Otros ☒ Fecha entrada: 22/11/00 Por ITC : ---

REFERENCIA: N° A-00582/GS
CLIENTE: 288
Código muestra : 11804/SE/00

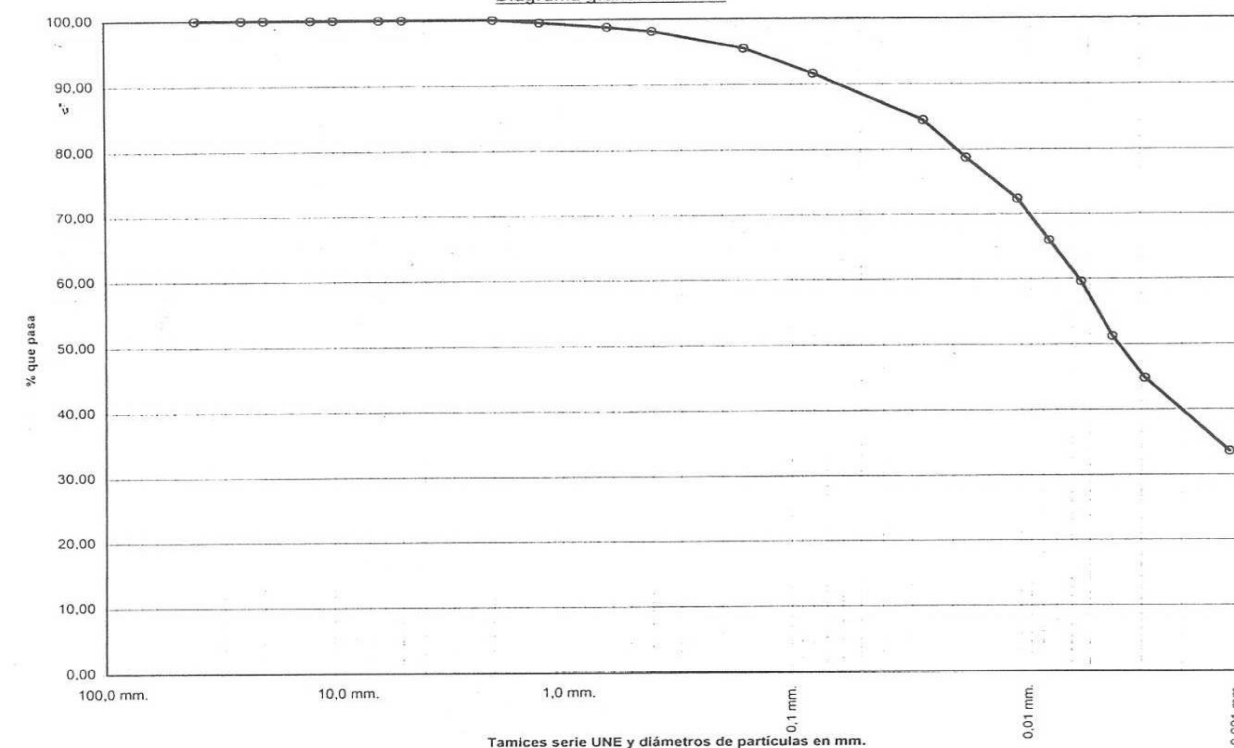
PROCEDENCIA : SONDEO 1
MUESTRA : TESTIGO 5.00 m - 7.00 m

DATOS COMPLEMENTARIOS :

- RESULTADOS DE ENSAYO -

Tamiz serie UNE	40	25	20	12,5	10	6,3	5	2,0	1,25	0,63	0,40	0,16	0,08	0,027	0,017	0,010	0,008	0,0055	0,0040	0,00289	0,00125
% que pasa	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	99,6	98,8	98,1	95,4	91,6	84,5	78,7	72,3	65,9	59,5	51,2	44,8	33,6

Diagrama granulométrico



OBSERVACIONES:

Sin incidencia en la realización del ensayo

8250

HOJA Nº1 DE 1

EL RESPONSABLE TÉCNICO

EL DIRECTOR DEL ÁREA SE

José González Fernández
Geólogo

César Doménech Morante
Geólogo

Fecha de acta : 4/12/00

LABORATORIO ACREDITADO POR LA C.O.P.U.T., Nº07002 SE 97 (97/A7678), EN EL ÁREA(SE): ENSAYOS DE LABORATORIO DE MECÁNICA DEL SUELO.
POR RESOLUCIÓN 30/04/97, PUBLICADA EN D.O.G.V. 30/06/97.



PROYECTO BÁSICO DE PASARELA PEATONAL SOBRE LA N-III DE ACCESO AL RECINTO FERIAL EN REQUENA (VALENCIA). DESCRIPCIÓN GENERAL DEL PROYECTO, PROCESO CONSTRUCTIVO Y COMPONENTES NO ESTRUCTURALES.

MARÍA CONCEPCIÓN ZAMORA UREÑA. UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE VALENCIA. ETSICCP.



ITC AVDA. DE ELCHE, 164
TLF. (96) 510 46 00
FAX (96) 510 48 19
03008 ALICANTE
INSTITUTO TÉCNICO DE LA CONSTRUCCIÓN, S.A.

PREPARACION DE MUESTRAS (UNE 103100/95), DETERMINACION DEL LIMITE LIQUIDO DE UN SUELO (UNE 103103/94), DETERMINACION DEL LIMITE PLASTICO DE UN SUELO (UNE 103104/93)

PETICIONARIO : ISO, S.L. CIF : B-046762860
AVDA. AZAGADOR Nº36 ESC. 3-2ª VALENCIA

Obra(CV): ACCESO AL RECINTO MULTIFUNCIONAL DE REQUENA
RECINTO MULTIFUNCIONAL DE REQUENA

REFERENCIA: A-00582/GS
Nº CLIENTE: 288

MUESTREO : ITC ☐ Otros ☒ Fecha entrada: 22/11/00 Por ITC : ---
Código muestra : 11804/SE/00

PROCEDENCIA : SONDEO 1
MUESTRA : TESTIGO 5.00 m - 7.00 m

DATOS COMPLEMENTARIOS :

- RESULTADOS DE ENSAYO -

DETERMINACIÓN DEL LÍMITE LÍQUIDO DE UN SUELO POR EL MÉTODO DEL APARATO DE CASAGRANDE (según UNE 103103/94)

Punto nº	1	2	3
Nº de golpes	20	35	---
Humedad (%)	32,90	30,42	---

Determinación del Límite Líquido

DETERMINACIÓN DEL LÍMITE PLÁSTICO DE UN SUELO (según UNE 103104/93)

Punto nº	1	2
Humedad (%)	16,05	16,03

RESULTADOS DEL ENSAYO

LÍMITE LÍQUIDO: 31,8
LÍMITE PLÁSTICO: 16,0
ÍNDICE PLASTICIDAD: 15,8

OBSERVACIONES:

Sin incidencia en la realización del ensayo

7690

HOJA Nº1 DE 1

EL RESPONSABLE TÉCNICO
José González Fernández
Geólogo

EL DIRECTOR DEL ÁREA SE
César Doménech Morante
Geólogo

Fecha de acta: 28/11/00

LABORATORIO ACREDITADO POR LA C.O.P.U.T., Nº07002 SE 97 (97/A7678), EN EL ÁREA(SE): ENSAYOS DE LABORATORIO DE MECÁNICA DEL SUELO.

ITC AVDA. DE ELCHE, 164
TLF. (96) 510 46 00
FAX (96) 510 48 19
03008 ALICANTE
INSTITUTO TÉCNICO DE LA CONSTRUCCIÓN, S.A.

PREPARACION MUESTRAS (UNE 103100/95), ENSAYO DE COMPRESION SIMPLE EN SUELOS (UNE 103400/93)

PETICIONARIO : ISO, S.L. CIF : B-046762860
AVDA. AZAGADOR Nº36 ESC. 3-2ª VALENCIA

Obra(CV): ACCESO AL RECINTO MULTIFUNCIONAL DE REQUENA
RECINTO MULTIFUNCIONAL DE REQUENA

REFERENCIA: A-00582/GS
Nº CLIENTE: 288

MUESTREO : ITC ☐ Otros ☒ Fecha entrada: 22/11/00 Inspector: ---
Código muestra : 11802/SE/00

PROCEDENCIA : SONDEO 1
MUESTRA : INALTERADA 2.00 m - 2.60 m

DATOS COMPLEMENTARIOS :

DATOS DE LA PROBETA

DIÁMETRO (cm.):	5,9
ALTURA (cm.):	12,7
HUMEDAD (%):	13,1
DENSIDAD HÚMEDA (g/cm³):	2,19
DENSIDAD SECA (g/cm³):	1,94

RESULTADOS DEL ENSAYO

TENSIÓN DE ROTURA (Kg/cm²):	4,90
DEFORMACIÓN DE ROTURA (%):	9,0

OBSERVACIONES:

Sin incidencia en la realización del ensayo

7690

HOJA Nº1 DE 1

EL RESPONSABLE TÉCNICO
José González Fernández
Geólogo

EL DIRECTOR DEL ÁREA SE
César Doménech Morante
Geólogo

Fecha de acta: 27/11/00

LABORATORIO ACREDITADO POR LA C.O.P.U.T., Nº07002 SE 97 (97/A7678), EN EL ÁREA(SE): ENSAYOS DE LABORATORIO DE MECÁNICA DEL SUELO.



PROYECTO BÁSICO DE PASARELA PEATONAL SOBRE LA N-III DE ACCESO AL RECINTO FERIAL EN REQUENA (VALENCIA). DESCRIPCIÓN GENERAL DEL PROYECTO, PROCESO CONSTRUCTIVO Y COMPONENTES NO ESTRUCTURALES.

MARÍA CONCEPCIÓN ZAMORA UREÑA. UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE VALENCIA. ETSICCP.



ITC

AVDA. DE ELCHE, 164
TLF. (96) 510 46 00
FAX (96) 510 48 19
03008 ALICANTE

INSTITUTO TÉCNICO DE LA CONSTRUCCIÓN, S.A.

PREPARACION MUESTRAS (UNE 103100/95), ENSAYO DE COMPRESION SIMPLE
EN SUELOS (UNE 103400/93)

PETICIONARIO : ISO, S.L.
AVDA. AZAGADOR Nº36 ESC. 3-2ª VALENCIA

Obra(CV): ACCESO AL RECINTO MULTIFUNCIONAL DE REQUENA
RECINTO MULTIFUNCIONAL DE REQUENA

MUESTREO : ITC ☐ Otros ☒ Fecha entrada: 22/11/00 Inspector: ---

PROCEDENCIA : SONDEO 1
MUESTRA : INALTERADA 4.00 m.- 4.60 m.

DATOS COMPLEMENTARIOS :

DATOS DE LA PROBETA

DIÁMETRO (cm.):	5,9
ALTURA (cm.):	12,1
HUMEDAD (%):	12,9
DENSIDAD HÚMEDA (g/cm³)	2,25
DENSIDAD SECA (g/cm³):	1,99

RESULTADOS DEL ENSAYO

TENSIÓN DE ROTURA (Kg/cm²):	5,96
DEFORMACIÓN DE ROTURA (%):	6,0

TENSIÓN Kp/cm2

7,00
6,00
5,00
4,00
3,00
2,00
1,00
0,00

0 2 4 6 8 10 12 14 16

DEFORMACIÓN %

0,00
0,96
2,41
3,62
4,72
5,53
5,96

OBSERVACIONES:
Sin incidencia en la realización del ensayo

HOJA Nº1 DE 1

EL RESPONSABLE TÉCNICO
José González Fernández
Geólogo

EL DIRECTOR DEL ÁREA SE
César Doménech Morante
Geólogo

Fecha de acta : 4/12/00

LABORATORIO ACREDITADO POR LA C.O.P.U.T., Nº 07002 SE 97 (97/A7678), EN EL ÁREA (SE) ENSAYOS DE LABORATORIO DE MECÁNICA DEL SUELO.