

Por:

J. CATALA ALIS*

J. J. MORAGUES TERRADES**

P. MIGUEL SOSA***

* Doctor Ingeniero de Caminos. Profesor de la Cátedra de Edificación y Prefabricación de la E.T.S.I.C.C.P. de Valencia

**Catedrático de Edificación y Prefabricación de la E.T.S. I.C.C.P. de Valencia

***Catedrático de Hormigón de la E.T.S.I.C.C.P. de Valencia

**Aportación al estudio del comportamiento
en rotura de las juntas verticales entre
grandes paneles de hormigón**

Artículo publicado en el n.º 154
de la revista Hormigón y Acero.

1.º trimestre, 1985

Depósito legal: M. Sep. 853-1958

Aportación al estudio del comportamiento en rotura de las juntas verticales entre grandes paneles de hormigón

Por:

J. CATALA ALIS*

J. J. MORAGUES TERRADES**

P. MIGUEL SOSA***

* Doctor Ingeniero de Caminos. Profesor de la Cátedra de Edificación y Prefabricación de la E.T.S.I.C.C.P. de Valencia

** Catedrático de Edificación y Prefabricación de la E.T.S. I.C.C.P. de Valencia

*** Catedrático de Hormigón de la E.T.S.I.C.C.P. de Valencia

1. INTRODUCCION

1.1. Consideraciones

Este trabajo analiza las juntas verticales entre grandes paneles, de hormigón, armadas, con armaduras uniformemente distribuidas a lo largo de la junta, organizadas, con superficies de contacto dentadas entre junta y paneles.

Se van a considerar las juntas definidas en el párrafo anterior, sometidas únicamente a un esfuerzo tangente longitudinal (T), unidireccional, actuando a lo largo de las superficies de contacto entre los hormigones de la junta y de los paneles a los que une.

Dicho esfuerzo puede deberse a varias causas, entre ellas la más importante es la que nace al considerar las juntas como elementos de los muros de arriostramiento destinados a resistir las sollicitaciones horizontales debidas a los seismos, viento, etc.; y que funcionan como ménsulas empotradas en los cimientos (figura 1).

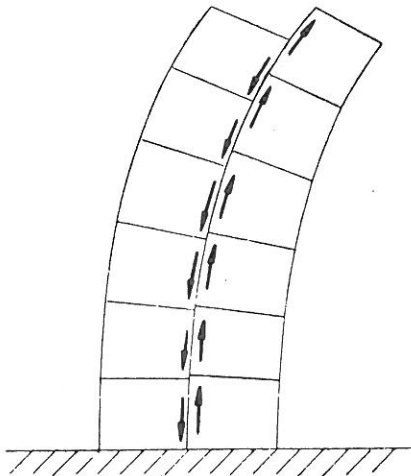


Fig. 1. Muro de arriostramiento.

En la figura 2 aparece el esquema de una junta.

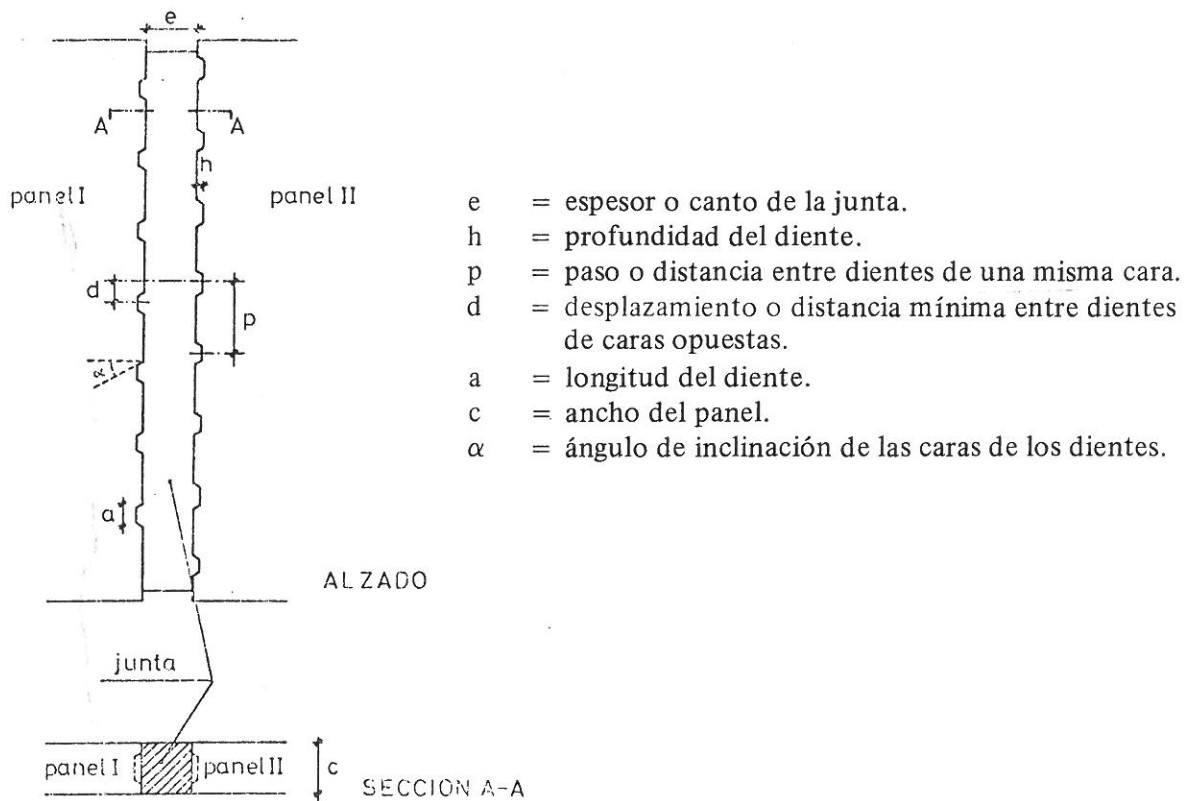


Fig. 2. Junta vertical.

1.2. Objetivo

El objetivo principal del presente trabajo es el de desarrollar un modelo teórico de asimilación del comportamiento de las juntas anteriormente definidas, capaz de servir como modelo de cálculo de las mismas, basado en una modificación del método de las bielas tanto en su aspecto geométrico como de los parámetros a considerar. En dicho modelo se tendrán en cuenta tanto la no linealidad en el comportamiento de los materiales como los efectos de segundo orden, así como el "efecto pasador" de las armaduras.

Los resultados de dicho modelo se comparan con los resultados de los ensayos de POMMERET (P. 10, P. 12).

Asímismo se analizan los parámetros que se tienen en cuenta en el modelo, considerando en especial aquéllos cuya influencia fue puesta de manifiesto por otros autores, fundamentalmente POMMERET. A dichos parámetros añadimos el del ángulo que forman las bielas de hormigón de la junta con el eje longitudinal de la misma.

2. MODELO

2.1. Antecedentes

Del análisis de las investigaciones realizadas hasta ahora, especialmente de los ensayos de M. POMMERET (P. 10, P. 12), llevados a cabo en el "Centre d'essais des structures" de SAINT-REMY-LES-CHEVREUSE (Francia), que además sirve de base práctica comparativa para este trabajo, podemos hacer algunas consideraciones:

- Las juntas deben de haberse fisurado previamente para evitar la aparición, aleatoria,

de fenómenos de adherencia entre las superficies de hormigón de la junta y los paneles que une, que puedan alterar el comportamiento de aquéllas.

- Se deduce de ellas que se debe intentar encontrar un modelo representativo que, por una parte, se aproxime al comportamiento real de las juntas en cuanto a modo de rotura, tipo y magnitudes de la curva características, etc.; y, por otra, que los parámetros a considerar por su influencia sean: f_c , B , A , f_y y K_p , descritos posteriormente.

El método que más se aproxima al que vamos a describir es, lógicamente, el método clásico de las bielas o la “regla de cosido” que da resultados alejados de la realidad, si bien, en la mayoría de los casos, por encima de la carga de rotura de los ensayos y aún a pesar de la existencia física de las bielas (fisuración diagonal) en la mayor parte de los ensayos.

El modelo que se va a presentar tiene en cuenta estas consideraciones y podremos denominarlo “método modificado de las bielas”, para la asimilación del comportamiento de las juntas especificadas.

2.2. Esquema de funcionamiento de la junta

La junta, previamente fisurada a lo largo de sus superficies de contacto con el panel, se ve sometida a un esfuerzo tangente longitudinal estático (T). Si dicho esfuerzo se va incrementando paulatinamente originará el aumento de la concentración de esfuerzos en la cara inclinada de los dientes que tenderá a transmitirse al hormigón de la junta, en dirección diagonal, y hacia la superficie opuesta de contacto junta-panel.

Debido a la mayor rigidez del panel el esfuerzo estará efectivamente concentrado en los dientes y las bielas diagonales que tiendan a formarse estarán perfectamente empotradas en las caras inclinadas de los mismos.

Al comprimirse y deformarse las bielas por la acción creciente del esfuerzo T , tenderá a abrirse más la fisura longitudinal separándose las superficies opuestas de contacto, a la vez que se produce un deslizamiento o desplazamiento longitudinal relativo entre dichas superficies. Lógicamente, todo ello originará la tracción creciente de las armaduras transversales ancladas en los paneles que tenderán a evitar los movimientos antedichos, en especial el de separación de las superficies en el sentido transversal.

Se puede suponer pues que se origina una celosía que une los dientes de las caras opuestas creándose unos elementos diagonales a compresión, las bielas de hormigón en masa, y otros, montantes de la celosía, que son las barras transversales de acero (figura 3).

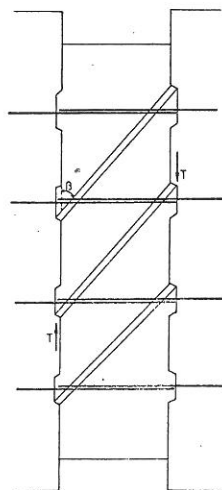


Fig. 3. Modelo: forma de las bielas.

A pesar de la distribución aleatoria pero uniforme de las armaduras transversales, éstas se pueden suponer concentradas en los dientes, a la altura de la cara inclinada. Todas ellas entran en acción por igual oponiéndose a la separación transversal de los paneles.

2.3. Definición geométrica del modelo

La longitud y canto de las bielas vienen definidos de forma inmediata al suponer que unen las caras inclinadas opuestas de dientes de superficies de contacto opuestas. Normalmente, como se verá, unen un diente con el inmediatamente contiguo de la otra superficie (figura 3); sin embargo, cuando el paso o distancia entre ejes de dientes de una misma cara es pequeño, se forman uniendo un diente con el inmediatamente siguiente al contiguo. En definitiva se está adelantando ya la existencia de un nuevo parámetro, el ángulo β que forman las bielas con el eje longitudinal de la junta.

El ancho de las bielas se supone igual al ancho del diente o longitud del mismo en el sentido transversal a la junta. Es la única distancia que asegura el empotramiento de las bielas en todo su ancho.

Se suponen las bielas de sección constante a lo largo de toda su longitud.

Tanto el comportamiento estructural de la junta como su definición geométrica se han supuesto a la vista de los ensayos y se ha comprobado su validez. Se buscaba un modelo que asimilara la aparición de fisuras formando un cierto ángulo (entre 30° y 45°) con el eje longitudinal de la junta y que, según se apreciaba en los ensayos, se dirigieran desde la cara inclinada de un diente hacia la opuesta de otro diente de la superficie de contacto opuesta. Al mismo tiempo dichas fisuras y la rotura o plastificación del hormigón de la junta debería producirse inicialmente en el extremo de esas bielas, es decir, cerca de los dientes. Como se puede apreciar en los resultados de la aplicación del modelo, la rotura del hormigón y por tanto el hecho de alcanzar la junta su carga de rotura se producen siempre, en todos los casos tenidos en cuenta, o bien por rotura del acero en el caso de escasa cuantía del mismo, o bien, y sobre todo, porque en la biela de hormigón, en su sección extrema, se alcanza una deformación relativa de valor 0,002 a una altura de $3/7$ del canto (h_0) de la sección y se trata del dominio de deformación a compresión compuesta.

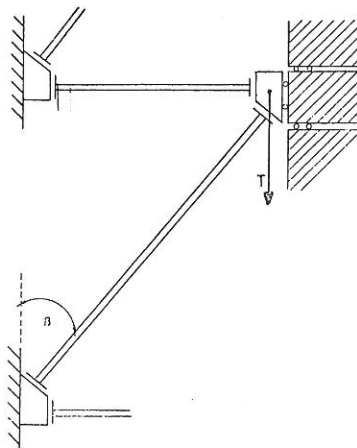


Fig. 4. Esquema geométrico de un módulo de cálculo.

2.4. Otras consideraciones e hipótesis

- El esfuerzo rasante T , dada la fisuración previa de la junta y la mayor rigidez del panel, se supone uniformemente repartido en la superficie de contacto junta-panel, a lo largo de la junta, y en definitiva uniformemente repartido al concentrarse en cada diente.
- Así pues, y para facilitar la adaptación del método de cálculo, que más adelante se describe, a la capacidad del ordenador, se supone que la carga total que soporta la junta se puede repartir por igual entre los distintos módulos de la celosía. Así, la carga de rotura será igual a la encontrada para un módulo multiplicada por el número de dientes activos.
- En cada módulo se suponen pues dos elementos estructurales: de hormigón, la biela no armada, inclinada un ángulo β respecto del eje longitudinal de la junta supuesta biempotrada en sus extremos; y la barra de acero transversal perpendicular a dicho eje. Aparecen representados los dos elementos, mediante sus ejes, en la figura 4.
- Se tiene en cuenta la reacción debida al “efecto pasador” de las armaduras transversales.
- Resumiendo, son tres los elementos que actúan en cada módulo.
 - a) La biela de hormigón, elemento susceptible de soportar esfuerzos axiales y de flexión.
 - b) El acero transversal, elemento sometido únicamente a esfuerzos axiales.
 - c) El resorte que representa el “efecto pasador” de las armaduras.

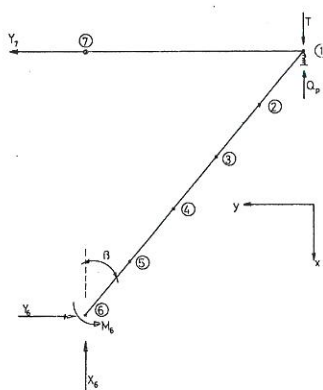


Fig. 5. Esquema de fuerzas actuando en un módulo.

En la figura 5 aparece el esquema de un módulo unitario con las fuerzas que actúan en los nudos.

En lo que acabamos de expresar se aprecia implícitamente la intervención de los parámetros principales que influyen en el modelo: resistencia característica (f_c) del hormigón de la biela, número y sección de armaduras transversales (A) así como su límite elástico, (f_y), rigidez debida al “efecto pasador” (K_p) y por supuesto el número de dientes y su sección (B) que están representados por el ancho del diente y por el número de módulos.

- Se supone que las armaduras actúan instantáneamente y sólo en los nudos.
- El proceso general de cálculo se desarrollará de forma similar a la de los ensayos en su fase de pequeñas deformaciones, es decir, con incrementos constantes de la carga

(T) actuando sobre la junta o los módulos, cuyos valores irán disminuyendo a medida que se acerca a la carga de rotura. En definitiva, se estudia, paso a paso, el comportamiento de las juntas sometidas a esfuerzos de cizallamiento en el plano de contacto junta-panel, hasta alcanzar la carga de rotura T_u .

- Se desestima en cambio la influencia del efecto de “engranamiento” de los áridos por su escasa magnitud debido a que, por una parte, el hormigón de los paneles, además de una mejor calidad, tiene una textura superficial mucho más lisa lograda mediante la calidad de su sistema de fabricación industrializado, que también se ha mantenido en las probetas de los ensayos; y a que, por otra, se va a considerar la comparación de las cargas y deslizamientos relativos de rotura de los ensayos y del modelo: este parámetro quizá afectaría un poco el desarrollo inicial de la curva característica, dándole mayor rigidez, pero difícilmente creemos que tenga una influencia apreciable en las últimas fases cercanas a la rotura en que las fisuras longitudinales tienen mayor amplitud disminuyendo o desapareciendo el posible contacto entre los granos de los áridos del hormigón de las superficies de contacto junta-panel.
- Finalmente cabe adelantar que, en dicho proceso general de cálculo se tiene en cuenta que la estructura tendrá un comportamiento no lineal cuyas causas pueden ser dos:
 - a) La no linealidad geométrica, es decir, que los desplazamientos producidos en los elementos al aplicarse las cargas no pueden despreciarse frente a las dimensiones de dichos elementos.
 - b) No linealidad mecánica expresada en una relación tensión (σ) –deformación (ϵ) no lineal, de carácter general.
- Las hipótesis propias del método de cálculo adoptado así como las del comportamiento de los materiales se comentan posteriormente al describir el método de cálculo.

3. METODO DE CALCULO

3.1. Principio

Se ha elegido un método de cálculo, propuesto por A. GRELAT (P.6, P.7) y desarrollado por él para el cálculo de estructuras porticadas de hormigón armado.

Se trata del método de los desplazamientos, en una formulación incremental con rigideces variables. El principio es debido a M. MENEGOTTO y E. PINTO (P. 11).

Cada barra (biela en nuestro caso) de hormigón de la estructura a estudiar se subdivide en tramos rectilíneos cortos, de sección transversal constante, cuyos extremos constituyen el conjunto de nudos de la estructura.

Las matrices de rigidez de estos tramos se ensamblan para construir la matriz K de rigidez general de la estructura. Todas ellas se determinan cada vez, en cada etapa de cálculo.

La matriz K de la estructura asocia los incrementos de las cargas en los nudos (ΔQ) con los incrementos de desplazamientos de los mismos (ΔD_0):

$$\Delta Q = K \cdot \Delta D_0$$

En el proceso se integrarán tanto la rigidez de los aceros transversales como la del “efecto pasador”.

3.2. Hipótesis

Cada tramo de biela se considera formado, a efectos de cálculo, por un número impar de secciones (se utilizará el método de SIMPSON de integración).

Los tramos se suponen cortos de modo que se considera: que sólo están cargados en sus extremos y que los efectos de segundo orden debidos a sus deformaciones son despreciables en coordenadas intrínsecas.

Cada tramo representa una sección transversal en que el parámetro $E_b \cdot I$ es constante.

Las secciones transversales, simétricas con relación al plano de la estructura, se consideran descompuestas en un número finito de fibras rectangulares de hormigón.

Las secciones transversales son constantes.

Se supone la conservación de las secciones planas.

Las acciones se consideran aplicadas instantáneamente. Las leyes de comportamiento son holónomas, es decir, independientes del estado de carga anterior en el proceso.

Se han considerado las leyes de comportamiento de los materiales previstas en la Instrucción EH-82 (P.2): la ley indicada en el artículo 43.2.2. para el hormigón y el artículo 25 para los aceros.

3.3. Desarrollo del método

El cálculo de la matriz de rigidez de los tramos de la biela de hormigón en masa, en cada etapa, se realiza tras analizar las secciones de hormigón y establecer en ellas el equilibrio correspondiente entre esfuerzos y deformaciones que deberá resolverse iterativamente debido a la consideración de la no linealidad en el comportamiento del hormigón (se utilizó el método de NEWTON-RAPHSON, (P. 16)).

Posteriormente se analiza cada tramo en tres sistemas de coordenadas: intrínsecas (relativo al tramo deformado), intermedias (relativo a la posición inicial) y absolutas o generales de la estructura, llegándose a calcular, para cada tramo, en cada etapa, la matriz K_x que relaciona los incrementos de cargas en los nudos (ΔF_x) y los incrementos de desplazamientos (ΔS_x) en cada etapa.

Basta pues montar la matriz general de la estructura añadiendo además las rigideces del acero y la del efecto pasador.

Esta última se calcula, siguiendo el ejemplo de otros autores, (P.4, P.15, P.8, P.9, P.13, P.14), según la teoría de las vigas continuas de sección constante (acero) descansando sobre apoyos continuos elásticos (hormigón).

La rigidez del efecto pasador así calculada es:

$$K_p = \frac{\phi^2}{8} \cdot 4 \sqrt{\frac{\pi \cdot E \cdot K_s^3}{\phi}}$$

siendo:

ϕ = diámetro de la barra de acero.
 E = módulo de elasticidad del acero.
 K_s = coeficiente de balasto del hormigón (se toma el valor medio dado por BAUMANN (P.1), de $4 \cdot 10^4$ Kp/cm³).

Calculada pues la matriz general de la estructura basta resolver el sistema de ecuaciones y calcular los incrementos de desplazamientos y de esfuerzos hasta la convergencia de éstos en coordenadas intrínsecas.

El proceso sigue con incrementos de carga que van reduciéndose a medida que se producen divergencias al acercarse a la rotura, bien del hormigón, bien del acero, en que se alcanza la carga última de la junta.

Todo el proceso ha sido plasmado en una aplicación informática llevada a cabo en el ordenador UNIVAC 1100/10 de 512 K-palabras de 36 bits, del Centro de Cálculo de la Universidad Politécnica de Valencia. Se ha trabajado en lenguaje FORTRAN-ASCII y consta de un programa principal (JUNTAT) y 30 subrutinas.

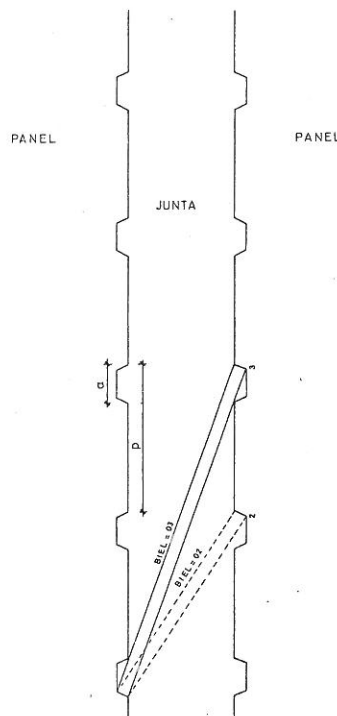


Fig. 6. Ejemplo de posibles configuraciones del modelo para una junta.

4. ANALISIS DE LOS RESULTADOS

4.1. Introducción

De las 215 juntas ensayadas por M. POMMERET (P. 10, P.12) se han analizado todas, absolutamente todas, las que cumplen las condiciones ya dichas de ser armadas, organizadas, dentadas y haber estado sometidas a una fisuración previa.

Además se ha considerado una junta ensayada por P. CORTINI (P.3, P.5) en SAINT-REMY, relativa al estudio de juntas horizontales pero sin carga vertical y por tanto asimilada a una junta vertical.

4.2. Cargas y deslizamientos relativos últimos

Como se puede apreciar en la figura 6, cada junta, según las hipótesis del modelo de asimilación, puede en teoría formar una o más configuraciones, según la distancia entre dientes, uniendo siempre caras inclinadas opuestas de dientes de superficies de contacto opuestas, pero con una inclinación mínima determinada por condiciones geométricas para su formación.

En cada caso se tomará como resistencia de la junta la máxima que resulte de todas las posibles configuraciones, despreciándose la participación de los dientes extremos que, según cada una de dichas configuraciones, queden como dientes no útiles, sin formarse a partir de ellos bielas que los unan con la superficie de contacto opuesta.

A la vista de los resultados, se pueden observar dos grupos de juntas.

El primero de ellos incluye 19 y todas ellas cumplen la condición especial de que el número de armaduras transversales es igual o mayor que el número de dientes y, como ambos están uniformemente repartidos, ello implica que cada diente o al menos cada módulo en que se ha subdividido la junta para su cálculo es atravesado como mínimo por una armadura principal.

Estas son las juntas con las que se demostrará estadísticamente que el modelo es aceptable.

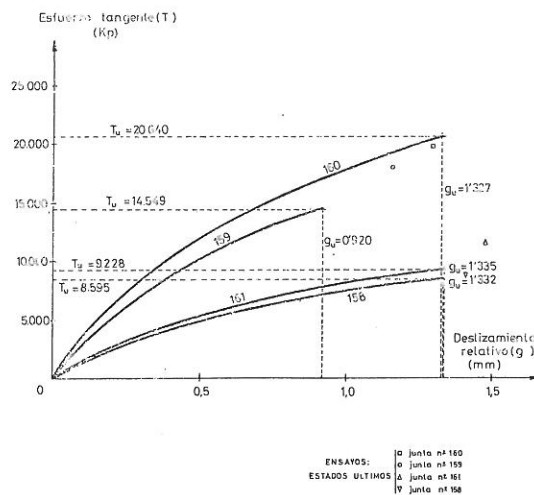


Fig. 7. Curva característica de las juntas 158, 159, 160 y 161.

4.3. Curvas características

En la figura 7 aparecen reflejadas las curvas características (T-g), para la zona de pequeñas deformaciones, hasta alcanzar la carga última, de 4 de las juntas consideradas.

Aparecen reflejados también los valores últimos de los ensayos correspondientes.

4.4. Análisis estadístico

4.4.1. De las cargas últimas

De las 19 juntas del primer grupo se toman las cargas últimas resultantes para la confi-

duración que en cada una de ellas hace máximo dicho valor.

Como variable estadística (X) se toma el cociente entre cada dato anterior y la resistencia última del ensayo correspondiente.

A partir de los valores anteriores se han calculado los siguientes parámetros estadísticos de la muestra observada de una población original que se supone normal, con media μ y desviación típica σ desconocidas:

$$\text{Media estimada: } \bar{X} = \frac{\Sigma X}{N} = \frac{19,154}{19} = 1,008$$

Desviación típica estimada:

$$S = \sqrt{\frac{\Sigma (X - \bar{X})^2}{N}} = \sqrt{\frac{0,5877}{19}} = 0,176$$

Cociente entre valores extremos:

$$\frac{X \text{ máx.}}{X \text{ mín.}} = 1,888$$

Al ser el tamaño de la muestra pequeño (menor que 30), es aconsejable estudiar la variabilidad de la media muestral según la distribución t de STUDENT.

En este caso, el número de grados de libertad es:

$$v = N - 1 = 18$$

Para dicho valor de v y tomando un nivel de significación del 10 por 100, de las tablas correspondientes obtenemos:

$$t_{0,95} = 1,73$$

Así, según la distribución t de STUDENT:

$$\bar{X} - \mu = \pm t_{0,95} \cdot \frac{s}{\sqrt{N-1}} = \pm 1,73 \cdot \frac{0,176}{\sqrt{18}} = 0,072$$

Para este tamaño de muestra, el intervalo de confianza del 90 por 100 para μ es:

$$\mu = \bar{X} \pm t \cdot \frac{s}{\sqrt{N-1}} = 1,008 \pm 0,072 \left| \begin{array}{l} 1,080 \\ 0,936 \end{array} \right.$$

Por lo tanto, con un nivel de significación del 10 por 100 puede aceptarse que la media de la población estudiada (se supone normal) es 1, ya que este valor está contenido dentro del intervalo de aceptación del 90 por 100. Dicho valor unidad es el que hace que se puedan tomar como aceptables los resultados del modelo ya que el estadístico \bar{X} lo es, recordémoslo, de los valores X cociente entre las cargas resultantes del modelo y las de los ensayos.

Además de lo expuesto, y para tener una representación gráfica, hemos ajustado los datos muestrales a la distribución normal usando hojas probabilísticas.

En la figura 8 se representan los datos en papel "normal" probabilístico aplicando en abscisas la fórmula de GUMBEL para la asignación de probabilidades:

$$1 - \frac{m}{N + 1}$$

en que:

- m = número de orden, tras ordenarlos de mayor a menor.
- N = número de casos.

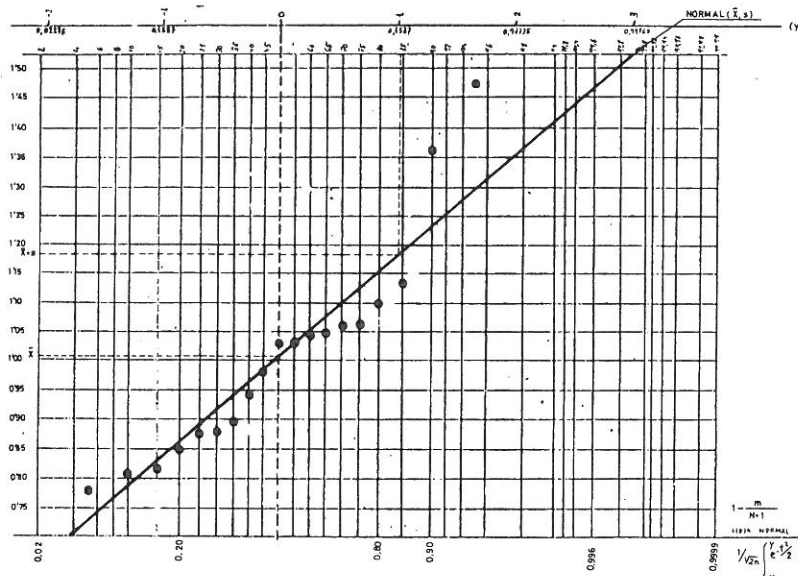


Fig. 8. Ajuste de la comparación de las cargas últimas (incluye juntas 163 y 166).

4.4.2. De los deslizamientos relativos últimos

Para comprobar el ajuste de los resultados de la aplicación del modelo referidos a los deslizamientos relativos últimos (g_u) se ha realizado un análisis estadístico similar al dado anteriormente para la cargas últimas (T_u).

De las 19 juntas que cumplen las condiciones establecidas en el modelo se han tomado sus deslizamientos relativos últimos según las máximas resistencias obtenidas a partir de sus posibles configuraciones para cada una de ellas, se han dividido por los respectivos deslizamientos últimos obtenidos en los ensayos y se han calculado los siguientes valores estadísticos de la muestra observada de forma similar a lo realizado anteriormente con las cargas últimas:

Media estimada:

$$\bar{X} = \frac{16,903}{18} = 0,939$$

(Se debe advertir que no tenemos el valor g_u del ensayo de la junta 205).

Desviación típica estimada:

$$s = \sqrt{\frac{\sum (X - \bar{X})^2}{N}} = \sqrt{\frac{0,587960}{18}} = 0,181$$

Cociente entre valores extremos:

$$\frac{X \text{ máx.}}{X \text{ mín.}} = 2,185$$

Como el tamaño de la muestra es pequeño (< 30), es aconsejable también estudiar la variabilidad de la media muestral según la distribución t de STUDENT. En nuestro caso, el número de grados de libertad es:

$$\nu = N - 1 = 17$$

Según las tablas correspondientes, para dicho valor de ν y tomando un nivel de significación del 10 por 100:

$$t_{0,95} = 1,74$$

Obtenemos así:

$$\bar{X} = \mu = \pm t_{0,95} \cdot \frac{s}{\sqrt{N-1}} = \pm 1,74 \cdot \frac{0,181}{\sqrt{17}} = \pm 0,076$$

Para este tamaño de muestra, el intervalo de confianza del 90 por 100 para μ es:

$$\mu = \bar{X} \pm t_{0,95} \cdot \frac{s}{\sqrt{N-1}} = 0,939 \pm 0,076 \left\{ \begin{array}{l} 1,015 \\ 0,863 \end{array} \right.$$

Así pues, con un nivel de significación del 10 por 100, puede aceptarse que la media de la población estudiada (se supone normal) es 1, ya que se encuentra dentro del intervalo de aceptación del 90 por 100.

Y en la figura 9, se representan los datos en papel "normal".

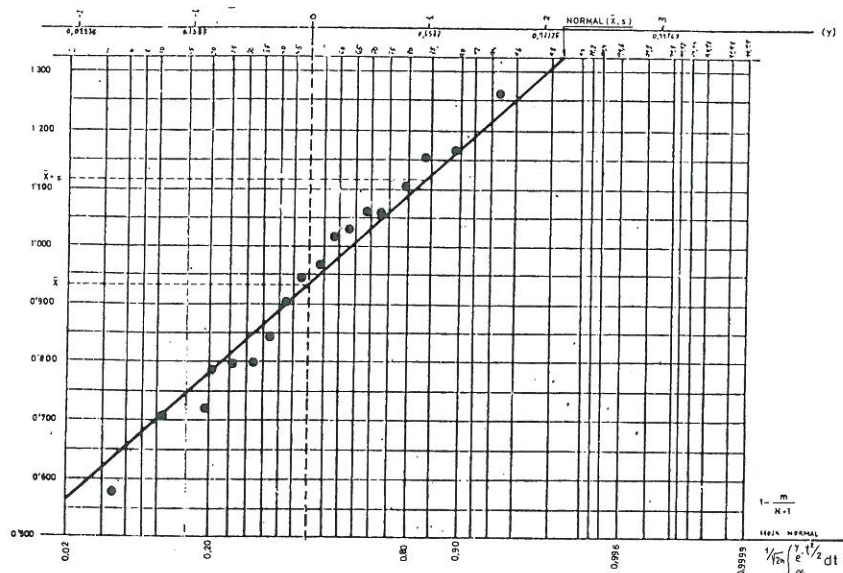


Fig. 9. Ajuste de la comparación de los deslizamientos relativos últimos.

5. ESTUDIO PARAMETRICO. DISEÑO DE LAS JUNTAS

Supuesta la validez del modelo se pretende finalmente averiguar o confirmar la influencia, sobre la carga de rotura de las juntas, para diferentes separaciones de dientes o abundancia de los mismos, de los parámetros que fundamentalmente influyen en este tipo de juntas: resistencia característica del hormigón de la junta (f_c), superficie activa de dientes (B) y número (n_a) y límite elástico (f_y) de las armaduras principales. Se trata pues de establecer criterios para el diseño de las juntas relativos especialmente al número y dimensiones de los dientes y por tanto al ángulo β de orientación de las bielas.

Para ello se ha escogido una de las juntas ensayadas y se han ido variando los parámetros fundamentales aplicándose el modelo a cada una de las nuevas e hipotéticas juntas en función de diferentes números de dientes (n) y por tanto de distancias diferentes entre dientes de una misma superficie (pasos).

En todas las juntas la longitud de las mismas es idéntica, así como la de los dientes y se han supuesto siempre éstos uniformemente repartidos en una misma superficie de contacto y encarados a los de la superficie opuesta (desplazamiento nulo).

Se han variado pues:

- número de dientes (n)
- paso de los dientes (p)
- ancho de los dientes (b)
- resistencia característica del hormigón (f_c)
- número de armaduras transversales (n_a)
- límite elástico del acero (f_y).

Los dos primeros (n y p) definen el ángulo de orientación de las bielas.

Los dos últimos se variaron conjuntamente, considerándose pues la capacidad mecánica ($A \cdot f_y$) de las armaduras.

Para cada caso estudiado se han tenido en cuenta, lógicamente, todas las posibles configuraciones compatibles con la geometría de la junta. Se ha tomado también como resistencia última de la misma el valor máximo de las resistencias de cada configuración en una misma junta.

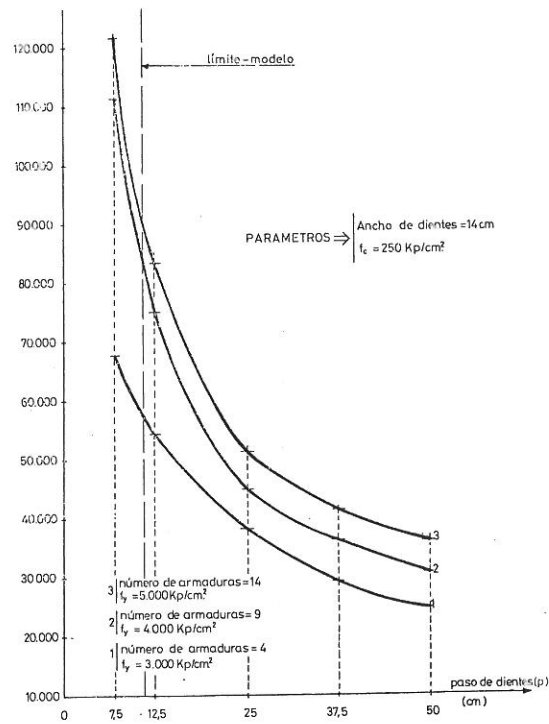
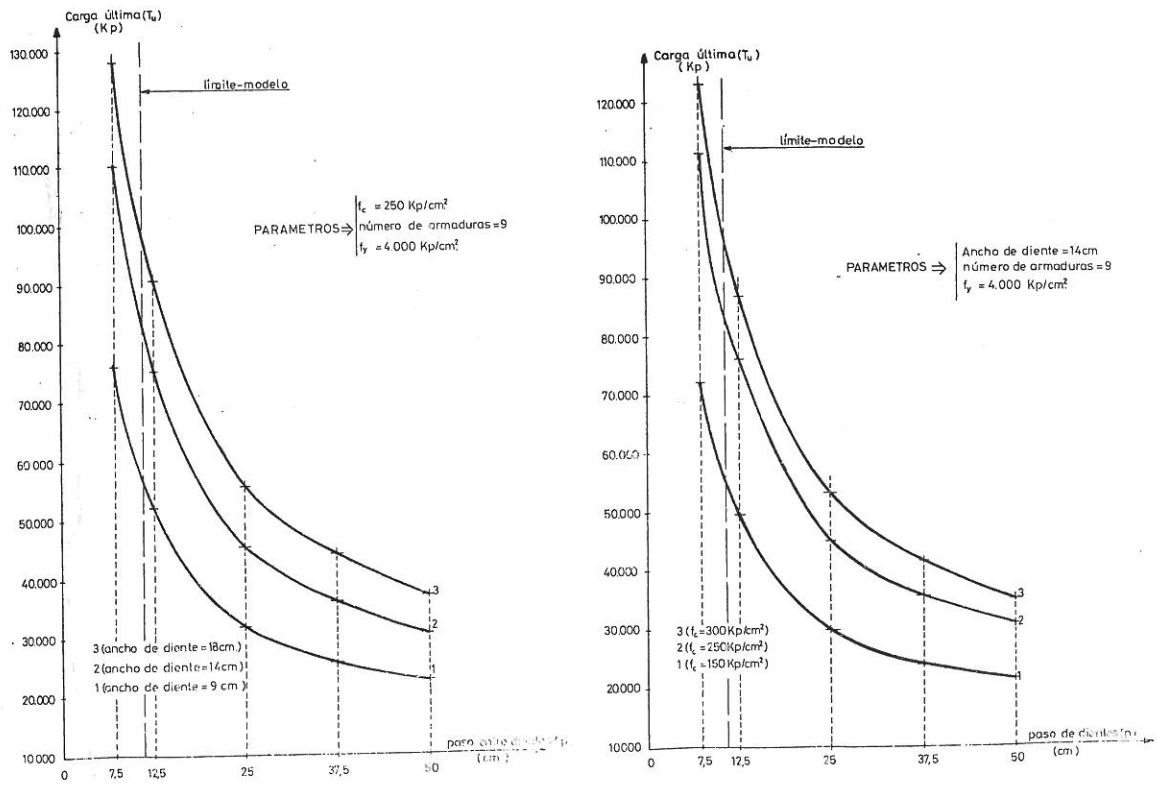


Fig. 10. Influencia de los parámetros fundamentales sobre la relación T_u -p.

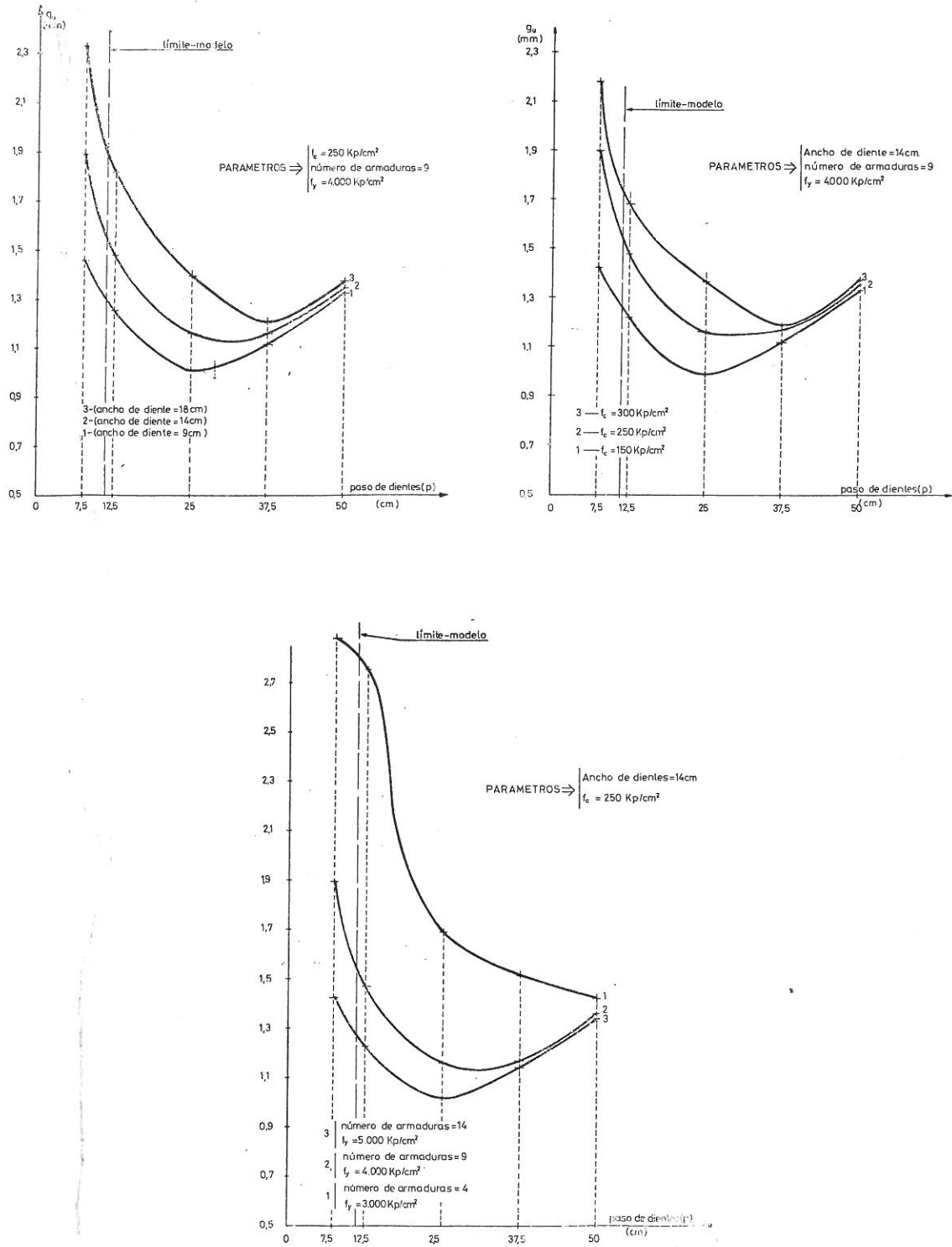


Fig. 11. Influencia de los parámetros fundamentales sobre la relación g_u - p .

Los valores de los parámetros se han hecho variar entre límites representativos de sus mismas variaciones en las construcciones reales de juntas entre paneles prefabricados de hormigón armado.

En las figuras 10 y 11, se representan los resultados del análisis. Las primeras se refieren a la carga última (T_u) y las otras a los deslizamientos correspondientes (g_u).

Se pueden deducir las siguientes consideraciones:

a) *Respecto de las cargas últimas* (figura 10):

- La confirmación de la influencia de los parámetros principales sobre la resistencia de la junta. En todos los casos la variación de la resistencia última tiene el mismo sentido que la variación de dichos parámetros, independientemente de sus valores y de la configuración adoptada. Además la variación de la curva es mayor para valores menores del paso entre dientes.
- También en todos los casos se observa que la resistencia última, para una junta concreta, con armaduras y calidad de materiales similares, aumenta con el ángulo de la biela y por tanto disminuye con el incremento del paso entre dientes. Ello equivale a decir que la junta resistirá más si se la diseña con el mayor número posible de dientes.

Sin embargo, en este último aspecto se debe considerar un límite: así como, por una parte, existe una limitación por condiciones geométricas, ya mencionadas, debe considerarse además que no se pueden diseñar dientes muy poco separados ya que entonces habría que empezar a considerar la posibilidad de que la rotura no se produzca en los dientes de la junta que penetran en los paneles sino en los dientes del panel que penetran en la junta (figura 12). Pese a ser el panel más rígido y estar conformado con hormigón de mejor calidad, si se produce esa segunda posibilidad pueden cizallarse los dientes del panel. Este tipo de rotura dependería del hormigón del panel entre otros parámetros adicionales y por tanto debería ser objeto de ensayos adicionales e incluso de un análisis diferente al aquí llevado a cabo.

Así pues, consideramos se debe establecer, en el diseño de las juntas, un límite inferior en la separación entre los dientes de un orden de magnitud similar a la longitud de los mismos, y por tanto un límite superior del ángulo de orientación de las bielas definido por dicha condición.

En los casos ensayados por POMMERET se llegó al límite de un paso de 12,5 cm con una longitud de los dientes de 6,5 cm; ello implica una longitud de los “dientes” del panel algo superior a 6 cm.

- Se observa además que las variaciones y formas de las curvas son similares en todos los casos.
- En el aspecto cuantitativo, y para este caso concreto de diseño de juntas, se puede añadir que un incremento del ancho de los dientes de 9 a 18 cm puede representar un incremento, según un coeficiente 1,62 para pasos de dientes grandes, o un coeficiente 1,75 para pasos de 12,5 cm, de la carga última de la junta.

Para el parámetro resistencia del hormigón de la junta oscilando de 150 a 300 kp/cm², esos coeficientes oscilan entre 1,64 y 1,76.

Para el parámetro $A \cdot f_y$ oscilando entre (4 x 3.000) y (14 x 5.000) los coeficientes oscilan entre 1,47 y 1,55.

- En definitiva, una vez diseñada la geometría de la junta en cuanto a su longitud, ancho y canto y la de los dientes, se pueden realizar los cálculos oportunos según el modelo para definir estos gráficos en cada caso. Con ellos se podrá diseñar la junta

definitivamente, bien aplicando la carga última que deba resistir y tanteando las posibles combinaciones de valores paramétricos que la equilibren o bien a la inversa, jugando con los valores de los parámetros que nos interesen hasta lograr se alcance para la junta la resistencia adecuada.

b) *Respecto de los deslizamientos últimos relativos.* (Figura 11).

- Las curvas para los parámetros b (ancho de dientes) y f_c (resistencia del hormigón) son similares. Presentan un mínimo que oscila entre valores de p (paso de dientes) de 25 a 37,5 cm y que aumenta hacia un paso de dientes mayor al aumentar el valor del parámetro correspondiente.
- Además, se observa que al aumentar el valor del parámetro correspondiente aumenta también el del deslizamiento último excepto para valores de $p \geq 37,5$ cm en que el incremento no es apenas apreciable.

El aumento de los deslizamientos en la zona correspondiente a pasos entre dientes pequeños (número mayor de dientes en la junta) se produce a cambio de unas mayores cargas últimas observadas en la figura anterior.

- En el caso de la capacidad mecánica de las armaduras ocurre a la inversa y para un incremento de la misma se produce una disminución de los deslizamientos últimos relativos correspondientes, fenómeno aún más acusado para valores pequeños de p (paso entre dientes).

Quiere esto decir que si diseñamos juntas con excesiva armadura transversal y además con un número grande de dientes se alcanzarán cargas últimas muy grandes pero también deslizamientos relativos muy pequeños. Debemos tener en consideración esta gran rigidización de las juntas en el cálculo de los muros a los que pertenezcan.

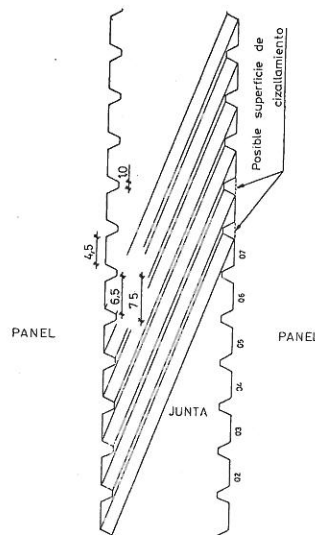


Fig. 12. Posible rotura del hormigón del panel.

6. CONCLUSION

A través de todo lo anteriormente expuesto se ha realizado pues un análisis del comportamiento en rotura de las juntas verticales entre grandes paneles de hormigón armado, con armaduras uniformemente distribuidas a lo largo de la junta, organizadas, dentadas, sometidas

das a un esfuerzo tangente longitudinal actuando en las superficies de contacto de los dos hormigones de edades diferentes de los paneles o bordes y la junta que los une.

Se ha definido el modelo de asimilación de dicho comportamiento tanto en el aspecto funcional, como en el geométrico, como en el paramétrico, haciéndolo depender fundamentalmente de la resistencia a compresión del hormigón de la junta, de la capacidad mecánica de las armaduras transversales y del número y dimensiones de los dientes dispuestos en las superficies de contacto.

Se ha aplicado un método de cálculo similar en su proceso al de los ensayos de M. POMMERET con cuyos resultados se comparan los de la aplicación de dicho método; un método incremental de cargas con rigideces variables de los elementos estructurales.

En el modelo y por tanto en el método se tiene en cuenta la resistencia debida al efecto pasador de las armaduras transversales así como la no linealidad tanto geométrica (efectos de segundo orden) como del comportamiento de los materiales.

La comparación de los resultados de la aplicación informática del modelo y del método con los ensayos de M. POMMERET se ha analizado estadísticamente y ha resultado satisfactoria demostrando la validez del modelo.

Finalmente se han sentado las bases para el diseño de este tipo de juntas a partir del estudio de la influencia de los diferentes parámetros sobre la resistencia de las juntas.

BIBLIOGRAFIA

- (P. 1) BAUMANN, T.H. "Tragwirkung orthogonaler bewehrungsnetze beliebiger richtung in flächentragwerken aus stahlbeton". n° 217 Daf. Stb., 1972.
- (P. 2) COMISION PERMANENTE DEL HORMIGON, "Instrucción para el proyecto y la ejecución de obras de hormigón en masa o armado (EH-80 y EH-82).
- (P. 3) CORTINI, P.; "Etude expérimentale de joints horizontaux entre panneaux préfabriqués pour murs de bâtiment". Tesis presentada en la Facultad de Ciencias de la Universidad de París para obtener el título de Doctor Ingeniero, 24 de Marzo de 1972.
- (P. 4) FAUCAULT, M.; "Comportement en phase fissurée de panneaux en béton armé ou en béton précontraint soumis à des efforts situés dans leur plan moyen", Memoria presentada con el fin de obtener el diploma de Ingeniero C.N.A.M. en Construcciones Civiles, 1977.
- (P. 5) FAUCHART, J. & CORTINI, P.; "Etude expérimentale de joints horizontaux entre panneaux préfabriqués pour murs de bâtiment". Annales de L'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics. Serie: Essais et Mesures, n° 300. N° 139 de Diciembre de 1972.
- (P. 6) GRELAT, A.; "Calcul non-lineaire des ossatures en béton armé", Tesis de Doctor-Ingeniero. Universidad Pierre et Marie Curie (París-VI), 13 Diciembre de 1978.
- (P. 7) GRELAT, A.; "Comportement non linéaire et stabilité des ossatures en béton armé", Annales de L'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics. Serie: Theories et Méthodes de Calcul, N° 223. N° 366 de Noviembre de 1978.
- (P. 8) KAVYRCHINE, M.; "Quelques aspects du comportement du béton de structure lié a l'influence des zones tendues ou fissurées", Annales de L'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics. Serie: Theories et Méthodes de Calcul, n° 234, n° 383, Mayo 1980.
- (P. 9) KAVYRCHINE, M.; TRINH, J. & SAPHON, I.; "Essais sur les effects complementaires dans les poutres en beton armé soumis a l'effort tranchant", Rapport de Recherche S.E.S.-C.E.B.T.P. (Octubre 1973).

- (P. 10) LACOMBE, G. & POMMERET, M.; "Les joints structuraux dans les Constructions en grands panneaux préfabriqués", Annales de L'Institut Technique de Bâtiment et des Travaux Publics. Serie: Gros-Oeuvre. Suplemento al n° 314. Febrero 1974.
- (P. 11) MENEGOTTO, M. & PINTO, P.E.; "Method of analysis for cyclically loaded reinforced concrete frames including changes in geometry and non elastic, behaviour of elements", Istituto di Scienza et Technica Delle Costruzioni. Pub. n° 32, Roma 1972.
- (P. 12) POMMERET, M.; "La Résistance aux efforts tangents des joints verticaux entre grands panneaux préfabriqués coplanaires", Boletín Interno de Información n° 3. Service D'étude des Structures. Domaine de Saint Paul, 78. Saint-Remy-Les Chevreuse B.P. n° 2 (Francia). Junio 1971.
- (P. 13) WALRAVEN, J.C.; "Fundamental analysis of aggregate interlock". Journal of the structural Division, ASCE, Noviembre 1981.
- (P. 14) WALRAVEN, J.C.; "Shear in elements without shear reinforcement", Progres Report of Task Group IV/1 – Shear in Prestressed Concrete Part 1. Comité euro-international du beton (C.E.B.). Bulletin D'information n° 146. Contributions by Ceb-Commission IV – Members Design to the 22 nd Plenary Session of C.E.B. Munich, Abril 1982.
- (P. 15) ZAKARIA, M. O.; "Etude des assemblages verticaux entre panneaux préfabriqués", Tesis de Doctor-Ingeniero presentada en la Universidad PIERRE et MARIE CURIE (París VI). 9 de Junio de 1981.
- (P. 16) ZIENKIEWITCH, O.C.; "El método de los elementos finitos", Ed. Reverté S.A., 1980.

* * *

Simposio FIP/CPCI, en Cálgary (Canadá)

Durante los días 25 al 31 de agosto de 1984, se celebró en el Palacio de Congresos de la Ciudad de Cálgary (Canadá) un nuevo Simposio de la Federación Internacional del Pretensado (F.I.P.), organizado por el Instituto Canadiense del Hormigón Pretensado (CPCI).

Estos Simposios se celebran cada cuatro años, en los intervalos entre los Congresos de la FIP, y en ellos se estudian temas concretos seleccionados entre los que, en el momento de la convocatoria, se consideran de mayor interés y actualidad.

Para este Simposio los temas elegidos fueron "Depósitos y Vasijas de presión" y "Prefabricación".

A él asistieron 548 delegados procedentes de 41 países diferentes de todas las partes del mundo, entre ellos los españoles señores Pérez Fadón y Piñeiro.

El lunes día 27 de agosto, en la Solemne Sesión de Apertura, después de dar la bienvenida a los participantes, se impusieron las Medallas de la FIP últimamente concedidas, a los Señores Prof. K.V. Mikhailov (Rusia); Prof. A.S.G. Bruggeling (Holanda); K. Holbek (Canadá), y K.G. Bernander (Suecia).

A continuación se presentaron 14 comunicaciones sobre el tema "Vasijas de Presión".

El martes 28 se dedicó a la presentación de 12 comunicaciones sobre "Depósitos de hormigón pretensado".

El miércoles 29 se realizó una excursión técnico-turística de jornada completa.

El jueves 30 y el viernes 31 se dedicaron al tema de "Prefabricación". Se presentaron 72 comunicaciones.