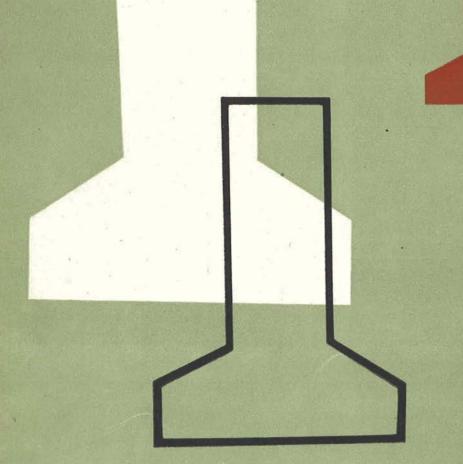
ULTIMAS NOTICIAS SOBRE

hormigón pretensado



BOLETIN NUM. 11 DE LA ASOCIACION ESPAÑOLA DEL HORMIGON PRETENSADO DOcumento descargado de prevento de la Construcción y del cemento



COMBRIO SUPERIOR DE INVESTIGACIONES CIENTIFICAS
Patronato "Juan de la Cierva" de Investigación Técnica

ULTIMOS AVANCES

Técnicos en Estructuras

Hormigén Pretensado

Boletín de circulación limitada

No 11

⁻ INSTITUTO TECNICO DE LA CONSTRUCCION Y DEL CEMENTO -



INDICE

457 - 0 - 7 Las bases fundamentales del hormigón pretensado. - Los materiales

pag. 1

457 - 3 - 4 Estudio teorico de las estructuras hi perestáticas de hormigón pretensado.

35

Nota:

El Instituto, una de cuyas finalidades es divulgar los trabajos de investigación sobre la construcción y edifica ción, no se hace responsable del conte
nido de ningún artículo, y el hecho de
que patrocine su difusión no implica,
en modo alguno, conformidad con la tesis expuesta.



457 - 0 - 7 Las Basis Furdai: Ferales DEL HORRIGON PRETENSADO. LOS FATERIALES

Conferencia pronunciada por D. Alfredo Paez Balaca. Ingeniero de Caminos.

binopsis

En los días 17, 18 y 19 del pasado mes de Diciembre y organizado por la "Asociación Espaiola del Hormigon Fretensado", del Instituto Técnico de la Construcción y del Cemento, ol Ingeniero de Caminos D. Alfredo Faez, ha dado un cursillo de tres conferencias, sobre hormigon pretensado, la primera de las cuales se transcribe a continuación. En ella se explican las diferencias fundamentales cur existen entre el concepto del coeficiente de seguridad elâstico y el eficaz 6 real. Este último, al multiplicar a las solicitaciones previstas, propor ciona con mucha mayor eficacia que el elástico la seguridad buscada y por ello es el que, a juicio del conferenciante, de be aplicarse en el hormigón pretensado. Se trata después de los distintos tipos de deformación y especialmente de las len tas y se hace un estudio reológico de los materiales hormigón y acero, destacando la importancia que la fluencia de este úl timo tiene para el mantenimiento de las tensiones y, en definitiva, para la vida de las estructuras pretensadas.

Es costumbre, muy difundida por cierto, iniciar un ciclo de conferencias citando la evolución histórica del tema en cuestión. En un cursillo sobre hormigón pretensado, parece lo indicado comenzar por narrar algo acerca de los frustrades



intentos de Roenen, pero yo voy a arrancar decde entes. Voy a remontarme, aunque parezes un poco extraho, a una fecha anterior, al instante en que unos investigadores, cuyos nombres siente no recordar, comenzaron a ensarro unas probetas de hormigón.

Estos ensayos que habían de producir una rápida evolución de la técnica, condujeron posteriormente a falsos conceptos que, sin embargo, se arraigaron profundamente en el ânimo de los proyectiatas. Los primeros ensayos realizados sobre probetas de un sólo material, condujeron, de un modo inmediato, al fructifero establecimiento de unos coeficientes de seguridad basados en el criterio de las tensiones de trabajo y de rotura.

Tales resultados, sumamente justificados y lógicos para piezas compuestas de un solo material sometidas a esfuerzos axiles, dejan de ser rigurosament válidos cuando, a modo de extrapolación, se aplican, sin evidente objetividad, a casos más complejos de solicitaciones combinadas con la flexión o, simplemente, cuando se pretende extender su empleo a piezas no homogéneas como en el caso del hormigón armado.

A pesar de todo se generalizó su adopción. En 1757 Euler publicó su estudio sobre pandeo de soportes y sun cuando sus
conclusiones conducían a una carga crítica de rotura independien
te de la tensión máxima que puede resistir el material, los proyectistas siguieron mantenienco el primitivo concepto del coeficiente de seguridad en abia: pugna con los resultados de este
estudio.

Durante el siglo pasado, y especialmente en su segunda mitad, se confirmó el uso del coeficiente de seguridad elástico



aplicandole a todo tipo de solicit ciones y piezas. Cabe consignar, como un intento para restablecer el rigor, el puente sobre el Hain calculado por Carber en 1356 para una sobrecarga total suma de la permanente y tres veces la accidental, con una carga del material igual a la de su limite de proporcionalidad.

Jin embargo, aún bubo de transcurrir medio siglo para que Considore, seguido de horsch y Meyer, plantearan el problema de la seguridad basándose en las condiciones de rotura y pre rrotura. Los trabajos de Engesser, Kazinezy, Rist y Grüning, re presentaron nuevas objecciones sobre el primitivo concepto de la seguridad, objecciones de alteraron la frialdad con que fueron acogidos aquellos estudios por parte de los proyectistas. Solamente cuando las modernas teorías elasto-plásticas se han chierto camino, se han deslindado mejor los campos, y el concepto de las tensiones admisibles se ha rendido a la evidencia y reconocido su inferioridad frente al de las solicitaciones límites.

La diferencia entre uno y otro criterio es, por otra parte, inmediata. Lientras que el coeficiente do seguridad elégitico se define como cociento que resulta de dividir la tensión de rotura por la de trabajo, el e eficiente de seguridad real — se establece como relación entre la solicitación máxima que, — aplicada a la sección considerada, es capaz de producir la rotura y la solicitación de trabajo provista.

Según el primer criterio, la sección debe dimensionar se de tal modo que la tensión máxima resultante, bajo el mas des favorable sistema de cargas exteriores posibles, sea igual a la carga de rotura del material dividida por el coeficiente de se-



guridad. Rediento ol ecgundo. La socción so calcula a rotura bujo los cafuerzos exteriores deducidos multiplicades por el coeficiente de seguridad. En el primoro se divido por C (coeficiente de seguridad) la tensión ráxima. En el segundo la sección se dimensiona a rotura bajo la acción de unos esfuerzos C veces superiores a los previstos.

Si el material fuese un cuerpo idealmente hockeano, es decir, si las tensiones, de acuerdo con la ley de Hocke, fueran siempre proporcionales a las deformaciones, los dos coeficientes, el primero e elástico y el segundo o real, serían iguales, excepción hecha de los fenómenos de inestabilidad, por ser las tensio nes proporcionales a los esfuerzos. Sin embargo, el hecho de que aquella propiedad, no se vea satisfecha por los materiales usualmente empleados en las proximidades de la rotura, anula toda posibilidad de comparación y los resultados a los cuales se llega según se aplique uno u otro criterio difieren en más de lo que en un principio pudiera parecer.

Debido a estas razones puede decirse que en la actualidad, se va imponiendo cada día más el criterio de aplicar el compliciente de seguridad sobre las solicitaciones en lugar de seguir el anticuado concepto de las tensiones admisibles. Esta orientación, iniciada en los problemas de inestabilidad en forma de car ga crítica de pandeo, ha adquirido un amplio desenvolvimiento en la técnica del hormigón armado, invadiendo hoy en día los dominos de las estructuras metálicas hiperestáticas, al tiempo que el método de las líneas de rotura del Prof. Johansen, basado en estas modernas orientaciones, abre simplificadoras perspectivas en el complejo cálculo de las placas.



guridad. Fedianto el sogundo. La socción se calcula a votura bajo los esfuerzos exteriores deducidos multiplicados por el coeficiente de seguridad. En el primero se divide por C (coeficiente
de seguridad) la tensión máxima. En el segundo la sección se dimensione a rotura bajo la acción de unos esfuerzos C veces superiores a los previstos.

Si el material fuese un cuerpo idealmente hookeano, es decir, si les tensiones, de acuerdo con la ley de Hooke, fueran siempre proporcionales a les deformaciones, los des coeficientes, el primero e elástico y el segundo e real, serian iguales, excep ción hecha de los fenêmenos de inestabilidad, por ser las tensio nes proporcionales a los esfuersos. Sin embargo, el hecho de que aquella propiedad, no se vea satisfecha por los materiales usualmente empleados en las proximidades de la retura, anula toda posibilidad de comparación y los resultados a los cuales se llega según se aplique uno u etro criterio difieren en más de lo que en un principio pudiera parecer.

Debido a estas razones puede decirse que en la actualidad, se va imponiendo cada día más el criterio de aplicar el compliciente de seguridad sobre las solicitaciones en lugar de seguir el anticuado concepto de las tensiones admisibles. Esta orientación, iniciada en los problemas de inestabilidad en forma de car ga crítica de pandeo, ha adquirido un amplio desenvolvimiento en la técnica del hormigón armado, invadiendo hoy en día los dominos de las estructuras metálicas hiperestáticas, al tiempo que el método de las líneas de rotura del Prof. Johansen, basado en estas modernas orientaciones, abre simplificadoras perspectivas en el complejo cálculo de las placas.



Como no podía por menos de capevarse, la tócnica del hormigón pretensado ha seguido, en su más moderna evolución, las directrices y orientaciones el las anteriormente debido tanto al laudable propósito de alcanzar un mayor rigor, como a la circunstancia de que, precisamente en su campo de aplicación, o es donde son mayores las divergencias entre uno y otro concepto de la seguridad.

En un principio, la idea creadora del pretensado, basada en el hecho de una conveniente superposición de un régimma tensional previo con el propio estado de tensión de la pieza, condujo a la deliberada introducción de unos esfuersos, destina dos a compensar las tracciones creadas al aplicar las cargas exteriores previstas.

Según este último criterio, el dimensionado de las distintas secciones se realizaba de tal modo, que, en condiciones normales de trabajo, las máximas tensiones, tanto en tracción como en compresión, estaban comprendidas dentro de los límites ad misibles establecidos para el material, y puesto que estos valo res extremos se deducían a través de un coeficiente de seguridad elástico o nominal, no existía ningún reparo en admitir una exacta proporcionalidad entre tensiones y deformaciones. Todo el hormigón de la pieza, colaborabo activamente en el mecanismo re sistente del elemento considerado y así, el material, se aprove chaba integramente.

Sin embargo, el moderno criterio de las solicitaciones límites, en contraposición con el ya anticuado concepto de las tensiones admisibles ha supuesto una fuerte objeción a esta con cepción teórica que, de primera intención, parecía irreprocha -



ble. Es evidente que, aun cuando en las circunstancias anterior mente reselladas, la pieza estaba perfectamente proyectada, su coeficiente de seguridad era más aparente que real. Cualquier cincremento, real o virtual, de las solicitaciones exteriores, su ponía el rápido agotamiento resistente de la zona extendida de la pieza. El hormigón fallaba bruscamente al ser incapaz de absorber las nuevas tracciones y el elemento, con una amplia zona agrietada, pasaba a trabajar en unas condiciones en cierto modo semejantes a las de una pieza de hormigón armado.

Al hacerse necesaria la comprobación de este estado final de rotura, en general más restrictivo que el anterior, sur
ge, como lógica consecuencia, el criterio de dimensionar directamente las secciones para esta fase límite, adoptando a tal efecto un coeficiente de seguridad eficaz que multiplica a las
solicitaciones previstas. La armadura se dimensiona para absorber la totalidad de las tracciones y se hace posible sustituir
parte de los alambres, por redondos no pretesos. El hormigón de
la zona extendida no cumple mas misión que la secundaria de trans
mitir los esfuerzos cortantes, pero sin intervención alguna en
el fenómeno principal.

Contrariamente a lo que ocurría en el caso de la teoría inicialmente expuesta, la circuntancia de tenerse que desarrollar estos dimensionamientos en prerrotura, inválida la hipó tesis, entonces justificada, de admitir una determinada proporcionalidad entre tensiones y deformaciones.

Si a una probeta de hormigón se la somete a unos es fuerzos de compresión gradualmente crecientes, se obtiene, para una primera aplicación de la carga, un diagrama de tensión-de -



formación, cuyo trasado se caracteriza por presenter su concavidad hacia el eje de deformaciones y posser una curvatura, cada vez más acentuada a medida que se sumenta la carga.

Invalidada la hipotesis de la proporcionalidad entre tensiones y deformaciones, el diagrama de tensiones correspon — diente a una pieza sometida a flexión simple o compuesta, deja de ser rectilinos para pasar a presentar una ley hiperbólica — (Schreyer) parabólica de grado entero (Inge Lyse, Mensch, Tal — bot); elíptica (Brandtzaeg, Kempton Dyson); discontinua bilineal (Paduart); mixta, rectangular y parabólica (Bittner); trapecial (Saliger, von Emperger, Jensson); rectangular (Friedich, Copeé, Kazinczy, Chitney, Gebanes, Guerrin) o parabólica de grado fiac cionario (Torroja).

Estos métodos de dimensionamiento en prerretura de piezas de hormigón armado, han sido recientemente incorporados a la técnica del hormigón pretensado por Baker, Billing, Abeles y Forsh. El proceso operatorio se desarrolla, bien directamente a través de unos precedimientos gráficos basados en los diagramas de tensión—deformación, o bien mediante la adopción de unos coeficientes empíricos deducidos de datos experimentales que sir ven para determinar el brazo mecânico y el esfuerzo total de — compresión.

Sin embargo, estos procedimientos, tienen el grave in conveniente de que, con ellos, se diluye la idea inicial de la precompresión total, desnaturalizándose el concepto de la sec - ción totalmente resistente, que representaba una de las principales ventajas del método, sin que, por otra parte aparezca una razón evidente que impida el integro aprovechamiento del mate - rial.



Tereco lógico pencar que, la solución óptima coordina dora de las ventajas de una hipótesia con el rigor de la otra, es la que se baca en el hecho de imponer la triple condición de que, bajo la solicitación límite o flexor de agotamiento, se al cancen simultáneamente las tensiones máximas en compresión en el hormitón y en tracción en éste material y en el acero, con lo cual, aún en el instante crítico de rotura, el hormigón contribuye al fenômeno resistente con toda su sección, absorbiendo unas tracciones que, de haberse rebasado su límite de resistencia, habrían de ser confiedas a la ermadura.

La condición impuesta de simultáneo agotamiento del hormigón a tracción y a compresión, representativa de un integro
aprovechamiento del material, obliga a plantear el problema sobre una base no hookeana, cuyo cálculo os susceptible de ser de
sarrollado por procedimientos exclusivamente analíticos, partien
do para ello de los diagramas de tensión-deformación, representados por funciones parabólicas de grado fraccionario, que se ajustan con gran aproximación a los gráficos experimentales uni
tarios o relativos, tanto del hormigón, como de los aceros de alta resistencia usualmente empleados en esta técnica.

Resulta así posible llegar a unas formulas finales de dimensionado, que guardan una notable semejanza, por reconocer el mismo origen, con las establecidas por D. Eduardo Torroja para el cálculo anelástico de piezas de hormigón armado en régimen de flexión simple.

Antes de seguir adelante, es conveniente marcar un - primer jalón en el camino de este estudio crítico sobre las bases fundamentales de todo régimen tensional. Dos consecuencias pueden deducirse de la discusión hasta aqui desarrollada. Una,



positiva; la conveniencia de plantese las condiciones de equilibrio en preventura, y otra, negativa; la necesidad de presein - dir de la cômoda, pero errônea hipótesis consistente en admitir una inexistente proporcionalidad entre tensiones y deformaciones.

La primeza, por su evidente objetividad, no necesita adicionales comentarios. La segunda, en cambio, exige el cota - blecimiento de unos nuevos principios destinados a sustituír, - con ventaja, las hipótosio que sido rechazadas.

Fo es momento de discutir el espinoso problema de la ley de distribución de las deformaciones. Baste docir, por ser suficiente para el desarrollo práctico del tema que nos ecupa, que si bien la teoría demuestra que en una pieza prismática sometida a un régimen de flexión pura las caras inicialmente pla nas continuan siéndolo después de la deformación, la experien cia comprueba que, aún bajo solicitaciones mas complejas, la de formación longitudinal sufrida por una fibra cualquiera es proporcional a su distancia a". eje neutro de deformación.

Cada fibra queda así sometida a un acortamiento o extensión que en general, será distinto del sufrido por las hojas
adyacentes. Aparecerá así un gradiente de tensión en las distin
tas hojas de una rebanada. La tensión en cada fibra, será fun ción de su distancia al eje neutro. Depende evidentemente del propio estado de deformación pero jestá influenciada también por
la magnitud de los esfuerzos soportados por las fibras vecinas?.
A igualdad de deformaciones juiene alterada la resistencia de una fibra por el hocho de que las restantes estén sometidas o nó a la misma carga?.

Según se ha podido observar a través de ensayos fotog



lasticos y mocanicos, el comportamiento elástico de las dietintas fibras de un cuerpo idealmente bookeano, sometido a flexión, es el miemo que el que tendrían las mismas fibras en un régimen de compresión simple. Dicho de otro modo, la relación entre ten siones y deformaciones lon atudinales, deducida a partir de ensayos de compresión o tracción simple, no se modifica bajo una gradual distribución de esfuerzos dentro de la sección, o por lo menos es imporceptible aun en las más precisas mediciones.

La formal identidad entre el comportamiento funcional de los distintos euerpos, autoriza a extender el mismo princi - pio a los euerpos no consecuentes con la ley de Nooho y admitir así, con meyor generalidad, el postulado de que el intrínseco - comportamiento de una fibra, bajo un determinado estado de defir mación, es independiente del gradiente tensional que pueda existir entre los distintos puetos una misma rebanada. Los bordes o los esfuerzos locales, podrán influír en el estado de deformación, pero no parecen atentar a la inviolabilidad del principio.

Partiendo de estas dos hipótesis, en pleno acuerdo con la teoría general de la Resistencia de Lateriales, solo folta, para poder desarrollar el problema, plantear la relación exis tente entre tensiones y deformaciones.

Con el fin de no inducir a involuntarios errores, es conveniente comenzar por definir las distintas deformaciones — que se producen en un cuer , material al aplicar un determinado esfuerzo.

Se entiende por deformación elástica todo alargamiento o acortamiento unitario que desaparece una vez ratirado el efecto que lo produjo. En el caso particular en que las deforma



ciones seau proporcion les a las tensiones, la deformación no solo será eléstica sino adenás hockeana por venir expresada por la ley de Hocke.

Si, por el contrario, una vez aplicado un determinado influjo, al volverse a anular deja una deformación no nula, como vestigio de su acción, podre un decir que la deformación producida por su efecto está compue ta de dos partes, una eléstica, y como tal recuperable, y otra residual que llamaremos remanente, y que, como la primora, será función de la magnitud del esfuerzo introducido.

Pero no nos conformemos con una observación tan super ficial. Sometamos a una probeta, de hormigón, por ejemplo, a determinado esfuerzo de compresión y dejemosla cargada a tensión constante durante un cierto intervalo. Tras la instantanca do - formación inicialmente registrada, se observa cómo la probeta - sigue deformândose con rit: decreciente a medida que pasa el - tiempo y sin variar la carga exterior. Los nuevos acortamientos adicionales, función no solo de la magnitud del esfuerzo aplica do, sinó tembién del tiempo transcurrido bajo carga constante, se denominan deformaciones lentas en contraposición de las instantaneas inicialmente observadas. Si pasado un determinado pla zo, se retira la carga, se observa como la probeta recupera instantâneamente la deformación elástica.

Sin embargo este proceso de fluencia no termina en el preciso instante en que se retira la carga, sino que la deforma ción remanente de la prob ta, de todo esfuerzo, disminuye paulatinamente en un intento frustrado de volver a la posición inicial, de recuperar sus primitivas dimensiones.



Pero no lo consigue. A redide que el tiempo iranocu rre, el movimiento de recuperación se hace más lento, más perczoso. La decreciente deformación remanente aceba por estabilizar se. Si hemos llamado deformaciones elásticas a las recuperchles, podremos decir que, tras un periodo de deformaciones elásticas diferidac, se alcanza una deformación resanente final, absoluta mente irreversible por mas tiempo que dure el periodo de observación después de la descarga. El proceso de descarga, envuelva, por consiguiente, el concepto de ura primera deformación elásti ca instantánca. función exclusivamente do la tensión aplicada y después retirada: una segunda deformación elástica diferida que depende de la deformación total, suma de la instantanea y de la lenta, y del tiempo transcurrido a partir del instante de la des carga; y finalmente, una tercera deformación, la deformación re manente que es función de la magnitud del esfuerzo aplicado y de la duración del período de carga.

Todo este complejo mecanismo de la deformación, per turbado aún por los fenómenos atensionales de retracción entume
cimiento y variaciones térmicas, nace de las vicisitudes del proceso físico-químico del endurecimiento del hormigón así como
de las heterogéneas interaccionos que tienen lugar en el interior
del conglomerado. La experimentación solo registra la resultante de todos los efectos creados por las distintas causas y como
el número de fenómenos que simultáneamente se interfieren es may
elevado, resulta incapaz de desglosar las leyes dependientes de
cada variable, limitándose a representar su suma.

La importancia del proceso de fluencia, con sus deformaciones lentas varias veces superiores a las elásticas, anulan la posibilidad de mostrarse indiferentes ante tan primordiales



efectos y seguir admitiende el cómodo pero irreal supuesto de asimilar los meteriales a unos imaginarios cuerpos idealmente elásticos e incensibles al tento paso del tiempo.

Esta preocupación, este intento de sondear el futuro, esta tendencia a introducir en nuestros cálculos la precencia de una variable que tento predominio ejerce sobre los estados de tensión previsibles, ha dado lugar al desarrollo de
unos nuevos estudios que pronto han adquirido everpo de dectri
na. Invalidado el principio de la permanercia, aceptado el por
tulado de que ejertos cuerpos materiales son un pseudo-sólido
con propiedades parcialmente semejantes a las que regulan el
comportamiento de los líquidos viscosos, la variable tiempo aparece vinculada al proceso de deformación de un modo indisoluble.

Es cierto que el proyectista no puede situar a lo — largo de la coordenada tiempo los distintos ciclos de carga — provisibles, como desconoce tal lin el posible instante en que puede actuar la solicitación de agotamiento, pero el plantea— miento de este sugestivo problema se sale fuera del campo de este cursillo.

Lo que si es interesante señalar es que la Reología, esta moderna rama de la mecánica cuyo vocablo tiene por ori - gen las raices griegas Reo = fluído; logos = tratado, apoya - insistentemente la tesis de unos diagramas de tensión-deforma ción para el hormigón bajo cargas breves, con creciente curva tura a medida que se ascier e por su trazado, hasta alcanzar un radio mínimo en las vecindades de la tensión máxima de rotura.



si el enenyo se desarrolla con cierta lentitud, en decir si se aumenta lentamente la carga, aparecer grandes defermaciones lentas, tanto más acusadas cuanto más elevada es la carga. Las deformaciones obtenidas en el caso anterior sutrem unos in crementos rápidamente erecientes a medida que la tensión se acer ca a su valor máximo alterando la distribución de curvaturas a lo largo del diagrama.

Por el contrario, cuando la duración del enseyo es sumemente breve, cuando la carga se eleva de un modo cesi instanta
neo y se eliminan los posibles fonómenos de inercia, la teoria,
basándose en el cáracter peculiar del proceso físico-químico de
deformación de la pasta fraguada, conduce finalmente a una ley de tensiones-deformaciones (fig. 1) de cáracter parabólico de gra
do n, dotada de tres parámetros, con su vértice en el punto en que la tensión alcanza su valor máximo y de eje vertical, es decir, normal al eje de deformaciones.

Los ciclos de carga y descarga también tienen cabida — en estas ecuaciones reológicas y su representación, como puede — observarse en la figura, está en perfecto acuerdo con los tipos conocidos de deformación a través de los ensayos experimentales.

Una mezcla de azer y sagaz intuición por parte de eminentes investigadores, ha facilitado a los técnicos del pretensa do un precioso caudal de conocimientos acerca del comportamiento del hormigón bajo la acción de esfuerzos constantemente aplica dos. Los detallados y extensos ensayos de Glanville, Shank, Mac Henry, y Davis entre otros muchos investigadores, han constituído las bases y principios fundamentales de los modernos estudios reológicos.



La técnica del pretensado debe rendir un calido homenajo a esas pacientes probatas, encerradas deade hace ya man de 15 añon en su urna de cristal. Prisioneras bajo la farrea Garra de los elongémetros se enquent : colosamente ougitodiadas ante la vigilante mirada de los aparalos registradores de su carga,su temperatura y su estado higrométrico. En mi modesto parecer, constituyen un símbolo de la investigación, separadas del mundo real, soportando unos esfuerzos que a un profano se le antoja rian inutiles, no cumplen misión resistente alguna, no forman parte de un arco, de una columna, de una viga, pero su modesto volumen, sus reducides dimensiones, soportan todo el ingravido peso de una técnica. Su rotura no compromete la resistencia de una obra, pero pendiento de su vida, cargada de responsabilidad, apoyándose en su silencioso y continuo trabajo, se edifica lentamente la eterea estructura de una teoria. La muerta de un sol dado no decide la victoria de una equilibrada batalla, pero el retraso o la indecisión de Grouchy cambió el destino de todo un Imperio.

Si en alguna ocasión se erigiese un monumento a la Investigación, debería enterrarse bajo el umbral del crucero, los restos de estas probetas de hornigón que, en la hora actual siquen deformándose lentamente bajo el doble peso de la carga y de los años en una abrigada celda del Departamento de Investiga ciones Científicas de Londres.



Ho puede decire, que constituya precisemento una nove dad el hecho de que los ecaros, sometidos a una carga constante, sufran, como el hormigón, unas deformaciones lentas execientes con el tiempo. Creo que fué en 1 15 6 4906 cuendo Trouten y Rankine iniciaron estos ensayos y dieron cuenta del fenómeno que ellos habían registrado. Lo sorprendente del caso, no es su propia existencia, sino mas bien la terca postura sostenida por diversos especialistas acerca de la práctica inexistencia de este fenómeno en los aceros de alta resistencia.

Desgraciadamente, es innegable ya que la armadura fin ye bajo carga, complicando con su comportamiento la evolución del régimen tensional en el interior de la pieza. Todo fluye.

En la Grecia del ciglo VI entes de Jesucristo, un original filósofo, Heráclito de Efeso, predicaba la doctrina de que todo lo que hay de permanente en el mundo es mera apariencia. — Para Heráclito el Universo entero es un complejo proceso en continua evolución, un eterno hacer y deshacer a la manera del fue go y de las llamas.

Cuenta la Historia que en cierta ocasión en que el filosofo había salido a dar un paseo con sus amigos, llegaron has ta las orillas de un río. Mientras sus discípulos se bañaban, — Heráclito observaba el manso fluir de las aguas. Las ondas de — cada zambullida formaban círco — concéntricos que, al mismo — tiempo que se agrandaban, se veian arrastrados por la corriente. Heráclito pensó que el agua en que ellos se bañaban no era la — misma que la del día anterior. Ni siquiera era idéntica a la de unos instantes después. El río aparecía ante sus ojos bajo un — falso aspecto de permanencia. Todo había cambiado, lo único que se mantenía inmutable era la perpetua afluencia y el continuo —



discurrir de las porticulas líquidas. Es el destino el que impera sobre todo y en ininterrumpida succeión transforma todas los cosas y las cambia a la manera de nercuncias en meneda y moneda en mercancias. Podo fluyo.

Si Feraelito hubiera vivido en el siglo actual no habria formulado au doctrina partiendo de una observación ten trivial. El prosuico recuerdo de nuestros lavaderos y belieras le - habrian detenido. Pero si el filósofo hubiera sentido afición - por la ingeniería, si hubiera tenido que estudiar el comporta - miento del hormigón pretensado, exclamaria como entonces "todo fluye" al comprobar la realidad de su principio filosófico en - la continua mutación del régimen tensional.

Ciertamente, por extralo azar, las piezes pretensadas constituyen un magnifico ejemplo de las doctrinas de Heráclito. En apariencia todo es estable, todo es permanente. Pero aún cuan do las cargas exteriores se mantengan constantes a lo largo del tiempo, el estado de tensión creado en el interior do la pieza sufre una continua evolución, rápida o lenta según los casos, — pero siempre ininterrumpida. Todas y cada una de las fibras del hormigón fluyen constantemente bajo la enérgica compresión ejer cida por la armadura pretesa. El acero, por su parte se distien de sin cesar, como fatigado por su continuo trabajo. El régimen tensional interno no cesa de sufrir adicionales modificaciones que alteran la distribución inicial. Todo fluye aun cuando aparentemente permanezca estable.

Algunos autores, por no decir la mayoría, mantienen - la hipótesis de que la deformación lenta de los acoros usualmen to emploados en la técnica del hormigón pretensado, alcanza un límite de estabilización al cabo del tiempo. El carácter, sensi



blemente asintótico de los resultados obtanidos en los ensayes, induce a establecer este postulado que parece difícil poner en duda.

Y sin embargo este hocho, en egariencia evidento, corgitituyo, con crecida probabilidad, un nuevo ejemplo para la para doja con que abri este charla. La experimentación nos ha jugado nuevemente una mala pasada. Los resultados obtenidos no son extrapolables mas allá de la forzosa limitación de los ensayos, y puesto que estos, raras veces alcanzan las 2.000 horas, nada pue de vaticinarse acerca del commortamiento del acerca a lo largo - de los años. Nada puede decirse acerca de la existencia de un - posible período de estabilización. Por el contrario existen indicios de que pasado un largo intervalo, la velocidad de deformación se mantiene constante con el tiempo a igualdad de carga, aplicada. Obsérvose que lo que se mentione constante no es la deformación, sinó su velocidad.

La dureza y la gravedad de esta afirmación obliga a - dedicar unos minutos a esta interesante particularidad reológica de los aceros. Las posibilidades del hormigón pretensado, la permanencia de su estabilidad, la evolución de su técnica, se - hallan como Damoclas, bajo la amenaza de una espada suspendida del sutil hilo de la fluencia a largo plazo.

Comencemos, (fig. 2) por un diagrama de tensión-deformación correspondiente a un acero de alta resistencia análogo a los que habitualmente se emplean en la técnica del pretensado.

- Acostumbrados a los diagramas clásicos de los aceros ordinarios, lo primero que extraña en estos aceros es la ausen-



cia total del murcado escalón de relajamiento que acrellos presentan. El diagrama tensión-deformación bajo cargas axiles breves, ofrece abora un mayo brazado de contines curvatura.

Si se someto una probeta de este material, e un ensayo de carga creciente, se observa un primer tramo en el cual les tensiones con proporcionales a las deformaciones. El diagrama es, por consiguiente prácticamente rectilinco y al retirar la carga la aguja trazadora vuelve por el mismo camino, sin dejar, por tanto, apreciables deformaciones remanentes.

Si se continua el ensayo aumentando la cerça, el diagrama se incurva ligoramente, presentando su concavidad hacia — el eje de deformaciones. La transición es tan gradual que el — criterio de establecer el limita de proporcionalidad o, como — punto frontera de estos dos tramos es un tanto subjetivo y, deg de luego, depende de la precisión con que los elongámetros re — gistren las deformaciones. Si una vez internados en este segundo tramo, se descarga la probeta, se observa que la aguja indicadora no vuelve ya por el camino de ida OB sinó por otro BD, dejando al final, una deformación remanente OD, tanto mayor, cuanto mas elevada sea la carga aplicada.

Esta propiedad es la que ha inducido al acuerdo adoptado en el Congreso Internacional de Bruselas, de definir el limite de proporcionalidad no como la tensión límite de un dudoso tramo rectilíneo, sino como la carga unitaria G_p a partir de la cual la deformación remanente es superior al 0,001 %.

Por encima de este límite, como ya se ha dicho antes, al retirar la carga, la aguja trazadora no vuelvo por el mismo camino de ida sino que descionde por una línea BD sensiblemente



recta y parelela al tramo inicial de proporcionalidad. Si se vuel ve a cargar muevamente, la aguja recorre el camino DS hesta alema zar la tención máxima de origen B. El límite de proporcionalidad, como consecuencia de esta rectificación por el proceso de estirado en frío, sufre una aparente elevación, ternándose el material más agrio con todas las ventajas e inconvenientes que dicha modificación envuelve.

Pero volvamos de nuevo al origen. Supongamos que la probeta se carga por primera vez. Deranto un primer período de car gas crecientes y mientras el material no rebasa el límite de proporcionalidad, el acero se comporta como un euerpo idealmente elas tico y consecuente con la ley de Hocke. Rebasado el citado límite aparecen deformaciones de tipo plástico no recuperables. Un nuevo fenómeno ha ocurrido en el interior del conglomerado metálico. Exteriormente solo se aprecia una débil reducción en el diámetro de la probeta, reducción que no es local, sino que se extiende en to da su longitud.

Si seguimos aumentando la carga se observa, en las proximidades del máximo M del diagrama, una localizada reducción de la sección transversal de la probeta. El cuello que se forma se estrangula rápidamente y sobreviene la rotura en F. A la tensión T. se la denomina tensión máxima de rotura y a la tensión for carga final de rotura.

Desgraciadamente la reproducibilidad del diagrama deja bastante que desear. Como ya se ha visto el solo hecho de que la probeta se haya sometido a esfuerzos previos, supone una fuerte - alteración en el trazado de la curva tensión-deformación. Basta - con que el ensayo se desarrolle de un modo más lento, con más pau sado crecimiento de cargas, para que el diagrama presente profun-



das modificaciones.

El tiempo y la temperature a la cual se desarrolla un ensayo son des nuevas variables a tener en cuenta. Si se mantigue ne la probeta a tensión constante la deformación no se mantiene estacionaria, sino que, por el contrario, continua aumentando — con decreciente ritmo al principio, con uniforme velocidad después.

En los aceros ordinarios empleados en la técnica del hormigón armado, este fenómeno no ha sido observado sinó para — tensiones próximas al mal llamado límite elástico. Por el contra rio, los aceros de alta resistencia presentan inequívocas seña— les de fluencia bajo cargas muy inferiores a dicho límite, definido ahora, como la tensión capaz de producir una deformación — remanente del 0,2 ½. El límite de fluencia, es decir, la tensión a partir de la cual aparecen deformaciones lentas apreciables, no ha podido determinarse con la necesaria precisión. Cuanto más sensibles son los clongámetros registradores, mas bajo aparece dicho límite, y en esta carrera de pacíficos armamentos, de con troles electrónicos, se nos antoja que bien pudiera ocurrir que en breve plazo, logremos detectar las deformaciones lentas en — las vecindades del origen de tensiones.

El tiempo pasa más de prisa de mis previsiones, impidiéndome tratar con el debido detalle esta sugestiva faceta de la Reología de los aceros, problema que, siendo de vital importancia para la normal evolución de la técnica del hormigón pretensado, no se ha estudiado con la debida atención, ni por parte de los proyectistas ni por parte de los siderúrgicos. El tiem po y la experiencia son los encargados de sancionar este agudo problema y aunque, personalmente, no puedo por menos de expresar



mi inquietud respecto al desfeverable giro que puede experientar la evolución de las defermaciones lentas del acero, mi sincero desco es que las pesimistas impresiones que voy a exponer someramente, se vean desmentidas por la practica. El móvil que me empuja a dar este salte becia le desconocide en el del convencimiente de que todos estes posibles efectos deben queder grabados en la mente del proyecticia a la hora de detallar los dis positivos de pretensado a fin de que estes permitan sucesivas correcciones en los esfuerzos creados por la armadura, puedan conocerse las deformaciones sufridas por el acero y, en todo mo mento, se pueda ejercer un conveniente control sobre los estedos de tensión y deformación de ambos materiales.

Ciertamente, en el momento actual, pueden contarse por centenas las obras de hormigón pretensado que llevan ya varios años de existencia. Aún así, no puede afirmarse que esta técnica haya salido de su infancia ya que aún necesita de la tutela de la experimentación. Mientras no se posea un formal conocimiento acorca de la relación existente entre tensiones y el plazo en el cual se interna el acero en ese peligroso período de deforma ción quasi-viscosa, será temerario cerrar los ojos a una posi ble realidad y confiar, a una alegre e inconsistente hipótesis, el futuro comportamiento de una estructura.

En la actualidad, los esfuerzos de la investigación - en auxilio de la técnica, no han alcanzado todavía el objetivo perseguido. La Reología del acero, basândose en estudios crista lográficos, no ha logrado descender aún al campo de aplicación práctica, moviêndose en la fase previa de la especulación cualitativa.

El ultramicroscopio, los rayos X, y los más precisos



aparatos de que actualmente se dispone, han logrado detectar el proceso de deformación pero no se ha podide construir, con les garantias y fidelidad necesarias, un dispositivo destinado a en vejecer rapidamente el material, abreviando el lento paso de ka años, extraña tentativa cuando la Humanidad entera busca afanosamente la solución al problema contrario.

Algunos investigadores, sostienen la idea de que los ensayos de deformación lenta sobre aceros a elevadas temperaturas, constituyen, al menos cualitativamente, un posible medio de acelerar la experimentación. Esta sugestiva orientación basa da en determinadas semejanzas de los resultados obtenidos, caro de sólida justificación.

Cuando la experimentación a muy largo plazo a tempera turas ambientales, alcance la necesaria extensión en el tiempo, podrá estimarse el grado de verosimilitud que dicha hipótesis — encierra, a menos que la teoría, anticipándose a tan lento proceso, pueda enlasar una variable con otra y sepa determinar la correlación existente entre el tiempo y la temperatura.

De todos modos la observación es digna de atención, - ya que la semejanza entre los diagramas a una y otra temperatura acusan muchos puntos comunes.

Hay que reconocer que el problema, así planteado, constituirsa un magnifico tema de discusión para los filósofos de la antigua Grecia. Heràclito, defendersa con ardor la correlación entre el tiempo y la temperatura, marcando la estrecha dependencia entre el fuego que todo lo destruye con su calor y el cerrado ciclo del hacer y el deshacer.

Su dinâmico concepto del Universo, el eterno fluir ba-



jo una falsa sparioneja de estabilidad, quedaria vinculado al eglor, como el móvil a la energia que lo acciona.

Dojando a un lado estas disquisiciones de orden filosó fico perece lógico que existe una cierta correlación entre ambas variables. Todo incremento de calor aplicado a un cuerpo tiene - como consecuencia una activación de la energía potencial de sus particulas más elementales. La probabilidad de salvar una berrera de potencial queda aumentada. La posibilidad de que se altere su posición de inicial equilibrio, es más próxima.

Pero, antes de formular teorias, antes de enjuiciar las causas que motivan el complejo mecanismo de la fluencia, es conveniente comenzar por exponer los resultados obtenidos a través de los ensayos realizados.

La figura 3 muestra la evolución de las deformaciones lentas de una probeta sometida a carga constante. Las deformaciones elásticas han sido deducidas con el fin de representar, de un modo más claro el proceso de la fluencia a lo largo del tiempo. Todos los ensayos se realizaron a la misma temperatura, modificando en cada serie la tensión como aparece en el gráfico.

La figura 4 representa, por el contrario las deforma — ciones lentas registradas cuando, a igualdad de carga aplicada, se modifica la temperatura a la cual se desarrolla el ensayo. La semejanza que estos resultados guardan con los deducidos en la — serie anterior es realmente notable.

Pero lo más sorprendente es que, independientemente de las unidades que se adopten para realizar estas experiencias, to dos los metales, todas las aleaciones, presentan las mismas carracterísticas fundamentales esquematizadas en la fig. 5. Los tra



mos podrán ser más cortos o món largos, más o menos acusados, según la temperatura, la tensión y el tipo de material, pero el aire general de la curva deformaciones tiempos, es en todos cua litativamente idéntico.

formaciones dibujan un primer período de fluencia retardada en el cual los alargamientos parecen tender hacia un valor límite de estabilización. Es el período transitorio bien conocido por todos los especialistas en hormigón pretensado a través de los ensayos sobre aceros especiales de alta resistencia sometidos a tensión constante. Los fuertes incrementos de deformación que — sufre el acero en los primeros minutos se van reduciendo a medida que pasa el tiempo, siendo dificilmente registrables una vez que han pasado los 10 primeros días, y siendo preciso un estrecho control sobre las temperaturas y unos elongêmetros de gran precisión para poder medir los adicionales incrementos pasado — el primer mes.

Una vez transcurrido este primer período, el material entra en una fase en la cual los alargamientos son proporcionales al tiempo. En este segundo tramo de fluencia quasi-viscosa,
la velocidad de deformación se mantiene constante, pero no proporcional al valor del esfuerzo aplicado como ocurriría en todo
cuerpo idealmente newtoniano. La iniciación, pendiente y extensión de este tramo intermedio, que acerca peligrosamente el material a la rotura solamente se ha podido observar en aceros so
metidos a altas temperaturas. En circunstancias normales el lar
go período que habría que esperar hasta alcanzar dicha fase ha
impedido registrar su presencia.



Tampoco los primeros investigadores lograron alcanser este segundo periodo de fluencia guasi-viacosa. Tento Trouton - como Rankino solo registraron la deformación instantánes inicial, seguida de un proceso de decreciente velocidad de deformación. El segundo tramo pasó inadvertido a causa, sin duda, de la pe - queña precisión de los elongâmetros empleados y de la corta duración de los ensayos.

Diez años después, comenzó Andrade las primeras series sistemáticas de ensayos sobre probetas de plomo, cobre, hierro, cadmio, latón, mercurio, estaño y diversas aleaciones de estos metales. Los resultados obtenidos sobre las deformaciones regis tradas, acusaron en todos los cases, una ley de alargamientos—tiempos formada por dos sumandos (fig. 6), uno A proporcional—al logaritmo del tiempo transcurrido bajo carga, y otro B directamente proporcional a este intervalo. El primero se identifica en cierto modo con el período transitorio de fluencia retardada; mientras que el segundo constituye el factor principal del fenómeno de fluencia quasi-viscosa.

Durante el primer periodo de deformación, desaparece parcialmente el brillo que presenta la superficie de las probetas pulimentadas con anterioridad al ensayo. Unas bandas mates, paralelas entre si (fig. 7), cruzan la probeta, como consecuencia del deslizamiento de planos transcristalinos.

El escalonado producido por estos planos de desliza miento, se acusa en la superficie con más nitidez durante el . proceso de fluencia quasi-viscosa. La fig. 8, es una bella foto
grafía obtenida por Elam de una aleación de cobre y aluminio so
metida a un esfuerzo continuado de tracción, en la que puede apreciarse claramente el escalonado producido por los citados -



deslisamientos según planos paraleles.

Finalmente, aperece un tercer tramo en que la velocidad de deformación aumenta a medida que pasa el tiempo. Se trata de un período de inestable equilibrio en cierto modo computa
ble al intervalo comprendido entre la tensión máxima y la final
de rotura. La rotura sobreviene, por estricción local, a través
de los cristales del conglomerado policristalino, cuando el ensa
yo se realiza a bajas temperatura..., siendo por el contrario intercristalina, es decir rodeando los diversos cristales, en el
caso de ensayos a elevadas temperaturas. Tanto en uno como en otro caso, la deformación total correspondiente a la rotura, es
inferior al alargamiento máximo alcanzado en ensayos breves.

Exteriormente no se aprecia nada más. Solamente pueden observarse en algunos casos, débiles diferencias en la resistem cia eléctrica debido a la rotación de los cristales que forman el conglomerado metálico y un débil descenso en el peso específico de las probetas en ensayos de fluencia a temperaturas elevadas.

Si se quieren deducir consecuencias prácticas, si se desea llegar al conocimiento interno de los cambios operados en las probetas de acero sometidas a estos ensayos, se necesita in dagar la causa primaria de estos deslizamientos y de estas rotaciones, calar más hondo, descender hasta el átomo, ese diminuto corpúsculo tan traído y llevado en este último decenio y que por trágicas circunstancias ha adquirido un funesto papel en la historia de la destrucción y de la guerra.

Por muy cuidado que sea el proceso metalúrgico de un acero, por más esmero que se ponga en su fabricación, todos los



eristales que integran los finos granos de un producto alderérgico presentan notables anomalías en la apretada formación atómica de su red. Estas irregularidades de su malla representan
etros tantos puntos débiles en la resistencia a la deformación
del cristal, cuya estabilidad queda asegurada por las barreras
de potencial que limitan la posición del átomo considerado.

Es evidente que toda activación, todo incremento de energia interne, puede dar al traste con su posición de más estable equilibrio, y salvando el obstáculo, dar lugar a una alteración en la red cristalina.

en un punto, la dislocación de la red se propaga répidamente den tro del cristal. Los átomos, viendo alterada su formación ini - cial, buscan afanosamente una nueva reordenación. Cuando la dislocación producida alcanza el borde del cristal no se detiene, sino que répidamente se refleja, originando nuevas dislocació - nos en veloz zigzagueo. Al deslizamiento inicial producido por - la primera dislocación, deslizamiento equivalente a una distancia interatómica, se suceden nuevos deslizamientos creados por esta reflexión de los bordes y la avalencha de dislocaciones da lugar a la aparición de los visibles planos de deslizamiento.

Como dato curioso, indice de la precisión con que se han desarrollado estos estudios, diré que no solo se ha logrado detectar el imperceptible crujido de cada dislocación atómica, sino que también se ha podido medir la velocidad de propagación, velocidad que es igual a la del sonido y todo ello en las minus culas dimensiones de un diminuto cristal.

Así pues, el origen de los deslizamientos que produ -



cristales que integran los finos granos de un producto siderargico presentan notables anomalías en la apretada formación atómica de su red. Estas irregularidades de su malla representan
otros tantos puntos débiles en la resistencia a la deformación
del cristal, cuya estabilidad queda asegurada por las barreras
de potencial que limitan la posición del atomo considerado.

Es evidente que toda activación, todo incremento de - energia interna, puede dar al traste con su posición de más estable equilibrio, y salvando el obstáculo, dar lugar a una alteración en la red cristalina.

en un punto, la dislocación de la red se propaga rápidamente den tro del cristal. Los átomos, viendo alterada su formación ini - cial, buscan afanosamente una nueva reordenación. Cuando la dislocación producida alcanza el borde del cristal no se detiene, sino que rápidamente se refleja, originando nuevas dislocació - nes en veloz zigzagueo. Al deslizamiento inicial producido por - la primera dislocación, deslizamiento equivalente a una distancia interatómica, se suceden nuevos deslizamientos creados por esta reflexión de los bordes y la avalancha de dislocaciones da lugar a la aparición de los visibles planos de deslizamiento.

Como dato curioso, indice de la precisión con que se han desarrollado estos estudios, diré que no solo se ha logrado detectar el imperceptible crujido de cada dislocación atómica, sino que también se ha podido medir la velocidad de propagación, velocidad que es igual a la del sonido y todo ello en las minus culas dimensiones de un diminuto cristal.

Así pues, el origen de los deslizamientos que produ -



con la deformación lenta bajo carga constante, se debe a la presencia de una irregularidad en la red cristalina. La probabilidad de que se origine un deslizamiento según una determinada di rección depende del incremento de energía interna y en definitiva del esfuerzo creado exteriormente. La caótica orientación del mosaico cristalino de un conglomerado elimina la posibilidad de existencia de direcciones privilegiadas comportándose el conjunto como un cuerpo isótropo pseudo amorfo.

No quiere ello decir que, en realidad, el magma vítreo que rodea los distintos cristales del conglomerado tenga primor dial participación en estos fenómenos. Por el contrario la masa vítrea intercristalina es más rígida que el propio cristal y so lo se deforma en ensayos a altas temperaturas. Bajo el esfuerzo axil aplicado a la probeta aparecen planos de deslizamiento, paralelos todos ellos a una determinada dirección, o todo lo más, paralelos a dos planos generales, dando lugar a un cuadriculado de la superficie exterior de la probeta.

La existencia de estos planos generales de deslizamien to junto con la múltiple y desordenada orientación de los distintos cristales que componen el conglomerado, hacen que el des lizamiento transcristalino sorprenda en desiguales circunstancias a los distintos elementos. Unos sufrirán profundas dislocaciones en su red, mientras que otros se adaptarán al corrimiento impuesto por el conjunto, mediante ligeras deformaciones elás ticas. Retirada la carga exterior, estos últimos intentarán res tablecer el primitivo equilibrio, coaccionando a los primeros.

Aunque parezca paradójico, la única solución que presenta el problema hay que basarla en su propia complejidad, en la caótica distribución de los cristales y su múltiple orienta-



ción. Una vez mas la Ciencia y la Técnica exigen la estrecha co laboración de especialistas en Mecánica, en Cristalográfia y en Matemática estadística, raro cónclave de tan distantes doctri nas.

Ya estamos llegando al final. El esfuerzo exteriormen te aplicado ha dado lugar a una activación de la energía interna. La probabilidad de que en un intervalo determinado se produzoa una dislocación en la red cristalina ha aumentado vertigi nosamente. El tiempo se encarga de realizar el hecho fortuito y el átomo salta de su posición inicial. La desenfrenada carrera de dislocaciones altera hondamente la primitiva formación atómica, que solo se detiene cuando están agotadas las posibilidades de redistribución. Los cristales más desfavorablemente orientados presentan, como fruto de esta avalancha de dislocaciones — una nueva disposición de sus bordes y la profunda alteración de su contorno solo se detiene cuando los cristales adyacentes blo quean sus movimientos, a través del débil espesor del magma vítreo que los rodea.

Una fuerte concentración de tensiones aparece ahora — en estas esquinas o singularidades del mosaico cristalino. La — retícula atómica se vé fuerte y localmente solicitada en estos fatigados bordes. La distorsión que se produce bajo esta eleva— da concentración de esfuerzos fragmenta los cristales, transfor mándolos en minúsculas cristalitas. La malla cristalina desaparece paulatinamente en estos puntos y, en su lugar, como consecuencia de una caótica dislocación, aparece una masa vitrea origen de deformaciones de tipo viscoso.

Mientras que en un cuerpo newtoneano, la velocidad de



deformación es proporcional al esfuerzo aplicado, en este decordenado magma la velocidad de deformación, aón siendo constante a
igualdad de tensión, deja de ser proporcional al esfuerzo aplica
do para presentar una forma exponencial, es decir que a medida que la carga aumenta la velocidad de deformación sufre mayores incrementos que en los cuerpos idealmente viscosos.

Si se retira la carga, no se recuperan estas deformacjo nes debido a su naturaleza eminentemente viscosa. Queda una de - formación remanente como vestigio del proceso de cargas seguido, como fruto de un profundo cambio en la primitiva ordenación de - la malla cristalina.

La hipótesis de Andrade, consistente en suponer descom puesto el diagrama deformación-tiempo en dos sumandos, uno proporcional al logaritmo del tiempo y otro directamente proporcional a él, parece no solo comprobado por la experiencia, sino también, confirmado por la teoria. Todo fenómeno de dislocación con duce a una ley exponencial. Todo proceso de deformación en la de sordenada estructura de las esquinas de los cristales, nos lleva a un régimen viscoso.

La experimentación reclizada sobre probetas monocrista linas demuestra la total recuperación, con el tiempo, de las deformaciones lentas sufridas por el metal en una primera fase de fluencia retardada pura. Los ensayos combinados sobre conglomera dos policristalinos en las fases de fluencia retardada y quasiviscosa, confirman la irreversibilidad de las deformaciones lentas debidas a la local concentración de tensiones en los agota dos bordes del mosaico cristalino.

La presencia de deformaciones remanentes dependientes



del tiempo en que ha permanecido cargada la probeta, aún bajo tensiones relativamente reducidas, junto con la explicación teó
rica del mecanismo de la deformación, indica claramento el esta
do latente en que se encuentra el proceso de fluencia quasi-vis
cosa desde los comienzos del ensayo. Los deformaciones newtonea
nas se inician a partir del momento en que se carga el material,
pero los alargamientos producidos, proporcionales a la duración
del ensayo, se difuminan bajo las grandes deformaciones retarda
das iniciales. Solamente cuando estas últimas tienden a amortiguarse, cuando la avalancha de dislocaciones transcristalinas se agota, las deformaciones viscosas pasan a ocupar el primer plano con lento pero arrollador avance.

El concepto de una deformación límite de estabiliza - ción, se esfuma. La rotura aparece como una fatal consecuencia de este proceso. Toda probeta, sometida a la acción de un esfuer zo constante de tracción acaba por romperse al cabo de un in - cierto plazo. Breve cuando la carga aplicada es muy elevada. Muy lejano si la tensión es reducida.

El proceso siderárgico seguido en la fabricación de los aceros, y la composición mineralógica do los mismos, ejerce
una gran influencia en la relación existente entre tensiones aplicadas y plazo de rotura. La industria de los aceros de alta
resistencia tiene planteado un transcendental problema para la
evolución de la técnica del hormigón protensado. En la actualidad existen determinadas patentes americanas de aceros cuyas ca
racterísticas, están principalmente orientadas a prolongar el período de servicio bajo esfuerzos mantenidos. Todo esfuerzo rea
lizado en este sentido parece remunerador ya que de poco sirve
emplear un acero cuya resistencia en ensayos breves es muy ele-



vada, cuando el proyectista se ve obligado a rebajar considerablemente la tensión de trabajo, para salvar la estructura de un riesgo que no por dejar de ser inminente, es menos pelígroso. — Los modestos aceros ordinarios, tan desdeñados por la técnica — del pretensado, ofrecen a estos efectos unas magnificas cualidades ya que el limite convencional de fluencia esta muy próximo a su marcado escalón de relajamiento, en los 23 Kg/mm², resul — tando verdaderamente irrisorio el hecho de que algunos de los — aceros de alta resistencia posean un límite de fluencia inferior a los 20 Kg. por mm². Los orgullosos aceros especiales tienen — mucho que aprender de sus modestos hermanos como el satisfecho fariseo que nos cuenta el Evangelio tenía mucho que imitar en — el ejemplo de aquel humilde publicano que en un apartado rincón del templo, rezaba con fervor un contrito yo pequé.

Las posibilidades son alentadoras, ya que contando con la seguridad de unas mínimas deformaciones lentas y un amplio — período de servicio, podría elevarse la carga de trabajo de la armadura al 90 % de la de rotura, sin riesgo alguno para la seguridad de la estructura pretensada. Las economías que con ello se vislumbran, son de una primordial importancia. Las dificulta des que la fabricación metalúrgica de estos aceros ofrece son — considerables. La industria, en definitiva, es quien tiene la — palabra.

Mientras tanto, mientras la fecha de la rotura aparez ca rodeada por una impenetrable vaguedad, solo cabe registrar - las deformaciones producidas como un aviso de la proximidad de la rotura. En la belicosa hora actual en que, como diria el fi- lósofo, lo estable es mera apariencia, no nos es lícito pensar en una obra perdurable. Los azares de la guerra con sus trágicas



consecuencias y los podorosos medios de destrucción que nos anum cia el futuro, nos dispensan, por extraña compensación, de los - inciertos estudios a largo plazo.



- Instituto Técnico de la Construcción y del Cemento -

457 - 3 ESTUDIO TEORICO DE LAS ESTRUCTURAS HIPERESTATICAS DE HORMIGON PREFERMADO

(A theoretical treatment of continuity in prestressed concrete)
Y. Guyon.

Do: "SYMPOSIUM" Nº 7 de la "CEMENT AND CONCRETE ASSOCIATION" --Septiombre, 1951.

II PARTE

(La primera parte de este artículo se publicó en el número an -- terior).

Superposición de los efectos del pretensado y de las solicitaciones externas.

Condiciones que debe satisfacer la armadura. Con el fin de que la tensión total producida por la superposición de los esfuerzos de pretensado y de las cargas externas, se man tenga dentro de los límites admisibles, la magnitud del pretensado y las excentricidades en cada sección deberan satisfacer las siguientes condiciones:

Sea una sección genérica de una viga contínua de hor migón pretensado, que se considera sometida, exclusivamente, a la acción del esfuerzo de pretensado. Este esfuerzo se encontra rá aplicado en un determinado punto $\rm E_{o}$. Pero sobre la sec \sim



ción, actuará tambien un momento M, producido por las solicitaciones externas. Este momento M, dará lugar a una transla ción de la fuerza E cuyo valor u será tal que u FaM o sea u = M. El nuevo punto E de aplicación de F os el centro do presión correspondiente al momento M en la sección considerada, y el conjunto de todos los puntos E a lo largo de la viga, constituye su línea de presiones. La distancia u será positiva o negativa (es decir, el centro de presiones se elevará o constituye de todos la su posición inicial E.) según que el momento M sea también positivo o negativo.

Scan ahora, M_i y M_2 , respectivamente, el mínimo y el máximo valor, algébricamente considerados, del momento que solicita a la sección. El centro de presiones ocupará dos posicio enes límites, E_i y E_2 , correspondientes a las distancias $\frac{M_1}{F}$ y $\frac{M_2}{F}$ a partir de E_i (Fig. 9).

Para simplificar el problema, puede suponerse que la tensión mínima es nula. Entonces, el centro de presiones caerá siempro dentro del núcleo central de la sección, ouyos límites vendrán definidos por las posiciones extremas E_1 y E_2 . Cuando la viga esté sometida a las solicitaciones máximas en alguna — de sus secciones, el centro de presiones ocupará sus posicio — nos extremas E_1 y E_2 en dichas secciones y la tensión máxima — alcanzará sus límites más elevados que serán designados por R_4 bajo el momento M_4 y R_2 bajo el momento M_4 . Estos dos límites no tienen por qué ser iguales, necesariamento.

Si G os el centro de gravedad de la sección; S su érea; 'v" y v' las distancias del centro de gravedad a las fi

^(*) En cl caso de sección rectangular, este núcleo estará constituído por el tercio contral.



bras extremas superior e inferior de la viga; h el canto de la piesa y A y A los bordes superior e inferior del núcleo central, entonces la tensión en el centro G, valdrá $\frac{F}{S}$ y de la (Fig. 10) se deducen las siguientes condiciones, para el aprove chamiento máximo de la sección, siendo F y F las tensiones en las fibras extremas superior e inferior, respectivamento:

Bajo ol momento M_i : f = 0; $f' = \frac{F.h}{S.v} = R_i$ (El centro – de la presión estaré en A').

Bajo al momento M_2 : $f = \frac{\Gamma \cdot h}{S \cdot V} = R_2$; f = 0 (El contro de prosión coincidirá con A).

Do las anteriores igualdades so deduces $\frac{y}{v} = \frac{K_1}{R_2}$ lo que impone ciertas condiciones a la forma de la sección, pudión dose así determinar F

Si el esfuerzo Γ se mantiene constante a todo lo lar go de la viga o del tramo que se considere, no es posible deducir las cuatro tensiones límites $(0,\mathbb{R},\mathbb{R}_2,0)$ correspondientes a los dos estados de carga y tanto Γ como su excentricidad, ven dran expresadas por desigualdades y no por igualdades. Pero como Γ es constante, estas desigualdades afectarán únicamente a la excentricidad \mathcal{E} , que vendrá definida por la condición de que el centro de presiones caiga dentro del núcleo limitado por Λ y Λ .

Considérese ahora la sección transversal de la (Fig. 9), Fijados los dos puntos A y A', se lleva, a partir de A' en magnitud y dirección, el vector $-\frac{M_1}{F}$ (lo que determina el punto B,) y a partir de A, el vector $-\frac{M_2}{F}$ (punto B_2).

El contro de presión E_o correspondiente al esfuerzo - de pretensado, deberá caer dentro del segmento $B_s E_s$, ya que si



 E_{\bullet} cae por debajo de B_{\bullet} , bajo le acción del momento M_{\bullet} que traslada dicho centro, bacia arriba, en una magnitud $\frac{M_{\bullet}}{F}$, F_{\bullet} quedaría por debajo de A', o sea fuera del núcleo central. Aná logamente, si F_{\bullet} está por encima de B_{\circ} , el centro de presio ence, bajo la acción de M_{\circ} quedaría por encima de A y, por lo etanto, fuera del núcleo.

En la (fig. 11) se ha representado una sección longitudinal de la viga. Las líneas A y A', indican los límites — del núcleo central y las B, y B, los extremos de los vectores $\frac{f4}{F}$ y $\frac{M_2}{F}$ llevados a partir de A y A' (M,y M, varían a lo — largo de la viga).

En toda viga hiperestática, su línea estática de presiones, debe siempre caer entre las B, y B, . El espacio com prendido entre dichas líneas se denomina "zona límite". Cuando los momentos M, y M, son positivos, los bordes de la zona límite quedan por debajo de A y A' y por encima si M, y M, son negativos. (como M, es siempre la cantidad menor, desde el punto de vista algébrico, en el caso de que M, y M, sean negativos, M, será la mayor en valor absoluto).

Para que en una sección los materiales esten aprove - chados al máximo (siempre que ello sea posible) deberán coin - cidir los dos bordes de la zona límite, ya que las excentricida des máximas vienen definidas por las condiciones extremas de - carga.

Las anteriores consideraciones pueden extenderse fá - cilmente al caso en que la tensión mínima sea distinta de cero. El núcleo central, será distinto del antes indicado, pero los principios generales enunciados, continúan siendo válidos. Los



bordes de este nuevo núcleo, seran ahora las lineas A y A'.

El anterior estudio debe ahora completarse consideran do la influencia de determinados factores que hasta el momento han sido despreciados, especialmente la variación de canto a lo largo de la viga. El problema es exactamente el mismo que se — presenta en el caso de vigas simplemente apoyadas. Bastará por lo tanto con indicar que la línea de presiones debe satisfacer determinadas condiciones y o bien pasar por ciertos puntos, — (cuando los dos bordes de la zona límite coinciden en alguna — sección, para la cual el material estará aprovechado al máximo), o bien, el menos, caer en el espacio comprendido entre los dos bordes, en general muy próximos, de dicha zona límite.

A continuación, se indican las principales diferen - cias con las vigas simplemente apoyadas y las dificultades a - que da lugar la indeterminación estática.

En el caso de piezas simplemente apoyadas la disposición de la armadura puede fijarse fácilmente puesto que basta hacer coincidir el cable con la línea de presiones. En el caso
de viga hiperestática, sin embargo, la trayectoria del cable de
be coincidir con la línea estática de presiones y esto origina
grandes dificultades pues cualquier curva escogida a priori, no
sólo no tiene, necesariamente, que ser la estática sino que, en
general, no lo será.

En las vigas simplemente apoyadas, la zona límite, ge neralmente, tiene una forma sencilla. En cambio, en las estáticamente indeterminadas, los momentos flectores negativos que aparecen en las proximidades de los apoyos, producen discontinuidades en dicha zona límite, y en las correspondientes trayecto-



rías de la armadura, que crean nuevas dificultades pues aún su poniendo que se lograse llegar a determinar una trayectoria au to-estática en estas condiciones, sería imposible realizar el tesado de los alambres.

Puede decirse que, en definitiva, el problema consigue te en lo siguiente:

- a) Desde el punto de vista teórico, en encontrar para la -armadura una trayectoria auto-estática, que caiga den -tro de la zona límite, es decir, que pase por determina dos puntos y se adapte en los intervalos a la línea de presiones.
- b) Desde el punto de vista práctico, en encontrar aquellas soluciones teóricas que sean compatibles con la práctica, es decir, eliminando las trayectorias que presentan sinuosidades muy pronunciadas. El método de las transeformaciones lineales que permite sustituir las trayectorias auto-estáticas por etras que dan la misma línea de presiones, hace posible, en algunos casos, eliminar estas sinuosidades. Pero no siempre es suficiente este procedimiento. A veces, se hace necesario recurrir a variar la forma de las vigas dándolas etras nuevas que permitan emplear cables rectos o casi rectos, e colocados de tal manera que, mediante anclajes adicionales, pueda acomodarse su trazado a las curvas imprescindi bles.

Determinación de las trayectorias auto-estáticas.— Se conocen ya diversos métodos para la determinación, en una viga dada, de la trayectoria auto-estática que por quedar dentro de la zona límite, sirve para fijar el trazado de la arma-



dura. Entre ellos están los que consideran el ceble como un funicular de cargas imaginarias. Si M es el momento producido en la viga por dichas cargas imaginarias, para conseguir una travectoria auto-estática de la armadura, es necesario que la orde nada del cable, en cada sección, respecto al eje neutro de la viga, sea $\frac{M}{F}$ (Ver el apartado I de este artículo)

Por consiguiente, el problema consiste en encontrar un imaginario sistema de cargas tal, que su funicular caiga den
tro de la llamada "zona límite" de la viga. Debe recordarse, a
este respecto, que la trayectoria auto-estática puede desplazar
se verticalmente, modificando los momentos aplicados en los extremos de la viga (es decir, variando la posición de los anclajes) lo que ayuda a conseguir que la trayectoria quede dentro de la zona límite. Esto lleva a considerar las cargas imagina rias, como actuando sobre una viga parcialmente empotrada en sus extremos.

Les cargas imaginarias que se introducen, son, en realidad, las no compensadas $\frac{F}{r} + \frac{F}{r!}$ indicadas en la Parte I. Cuan do estas cargas son uniformes, entonces el método resulta de sencilla aplicación pues las ordenadas de la armadura con relación al eje neutro, definen una parábola. En este supuesto, para determinar el trazado de la armadura, basta con deducir, mediante las fórmulas corrientes los momentos en los apoyos.

Si el eje neutro es una parábola, las cargas no com pensadas vendrán dadas por $\frac{F}{r}$ ya que entonces, al ser r infinito, $\frac{F}{r}$ se hace cero, y la suma $\frac{F}{r} + \frac{F}{r'}$, se reduce a $\frac{F}{r'}$. En este caso, el cable será recto, y si ℓ es la longitud del tramo, y ℓ la pendiente del eje neutro, el radio de curvatura de la parábola vendrá dado por $r' = \frac{f^2}{r^2}$ y, por consiguiente, la car-



ga no compensada valdrá $\frac{F.8.f'}{f^2}$.

Otra solución iguarmente sencilla, en el caso de que pueda ser aplicada, se obtiene eligiendo, en cada tramo, la excentricidad e con respecto al eje neutro, de tal forma que se satisfagan las dos relaciones siguientes:

$$\int_0^{\ell} \frac{e \, dx}{J} = 0 \qquad (1) \qquad \int_0^{\ell} \frac{e \cdot x \cdot dx}{J} = 0 \qquad (2)$$

siendo x la abscisa del punto respecto al extremo izquierdo de la pieza.

Estas relaciones expresan la condición de que los giros en los extremos de la viga (suponiéndola articulada) producidos por el esfuerzo de pretensado, sean nulos. En efecto, siendo F e el valor del momento M creado por el pretensado, las ecuaciones (1) y (2) expresan que \int M dx = 0 y \int M x dx = 0 lo que co rresponde al caso de empotramiento perfecto. En estas circunstancias, la continuidad de la viga no originará nuevas reacciones hiperestáticas por efecto del pretensado y la armadura, por lo tanto, será auto-estática. Si tanto el tramo como la armadura son simétricos, la primer ecuación se satisface automática — mente. En cuanto a la segunda, una solución particular consiste en disponer el cable según la horizontal que pasa por el cen tro elástico del eje neutro (la línea H de la Fig. 12); la excentricidad e se convierte entonces en la ordenada z de la fi bra media respecto a H y la ecuación (2) se satisface.

En una sucesión de tramos iguales y simétricos, todos sus centros elásticos estaran sobre la misma horizontal y toman do ésta como trayectoria del cable, se obtendrá para la armadu-



ra un tracado auto-estático (Pig. 13). M. Lebelle escogió esta horizontal como trayectoria de la armadura de pretensado en la construcción del tablero continuo del paso cubierto de Rouen, y en la del muelle Bellot en Le Havre.

De esta manera se obtiene una solución extremadamento sencilla. Debe señalarse además que, en este caso, el pretensado puede ser efectuado, sin necesidad de armadura, por la sim ple acción de gatos aplicados en los extremos de la viga, lo que constituye un método constructivo muy económico que podrá utilizarse siempre que sea posible disponer en los extremos, es
tribos adecuados.

Procedimiento del punto nodal. El hocho de que una vez conocida la forma intrínseca del trazado de la armadura (y, por lo tanto, la línea estática de presiones) tenga ésta que pasar — por ciertos puntos fijos (los puntos nodales), permite a menudo simplificar la determinación de las curvas estáticas que caen — dentro de la zona límite. A continuación se exponen dos ejemplos de aplicación de este método.

La (Fig. 14) representa una viga contínua de siete - tramos iguales de 10 m. y los diagramas de sus leyes de momentos máximos (M_4) y mínimos (M_2). Debajo de estos diagramas, aparece la sección longitudinal de la viga, dibujada a escala diferente con el fin de reducir al mínimo los errores gráficos. En ella se señalan los bordes del núcleo central, y la llamada sona límite obtenida a partir de ellos por adición de los vectores $-\frac{M_4}{F}$ y $-\frac{M_2}{F}$. El valor de F, inicialmente, es desconocido y por lo tanto dicha zona sólo puedo fijarse de un modo aproximado.

Primeramente, se intentará colocar la armadura según una línea recta.



La horizontal que pasa por los centros elásticos de los distintos tramos, aparece también señalada en dicha (Fig. -14). Evidentemente, los puntos nodales correspondientes al tra-. zado rectilíneo de la amadura, deberán pertenecer a esta horizontal ya que ella es una de las líneas estáticas de presión. Las abscisas se calculan facilmente, obteniêndose así los pun tos N, N, N, o. etc. de la (Fig. 14) en la cual se señala tam bién la trayectoria de armadura que resulta. El mínimo es fuerzo de pretensado se obtendrá haciendo variar la fuerza hasta que la tangente común a las des curvas que forman los bordes de la zona limite del primer tramo, pasa por el punto nodal N; Esta tangente común será el primer lado de la poligonal auto estática; los otros lados pueden determinarse por medio de los puntos nodales. Se obtendrá así una trayectoria auto-estática, ${f c}$ on una cierta excentricidad ${f c}_{f c}$ en los extremos y mediante una transformación lineal se procurará que dicha línea sea lo más recta posible y, en todo caso, que únicamente en los extremos prosente curvatura aprociable.

Se comprende fácilmente que, cualquier otro trazado, exigiría una mayor cantidad de armadura ya que para conseguir que el cable pasara por el primer tramo, sería necesario ensan char la zona límite, o sea, aumentar el esfuerzo de pretensado.

So puede también eliminar la curvatura de la trayoctoria de la armadura del primer tramo, hallando un trazado que satisfaga las ecuaciones (1) y (2) antes mencionadas, con locual la medificación de la línca de presiones no producirá giros en ninguna de las secciones. La sustitución de las curvas por rectas, permite emplear bastante menos acoro.



La (Fig. 15), se refiere al segundo ejemplo. Se trata de una viga continua de dos tranos sinétricos de 30 m. En ella se señalan el núcleo central y la zona límite correspondiente al máximo aprovechamiento del material y se indican los puntos nodales de cada tramo. Evidentemente, en este caso, no será posible conseguir una trayectoria auto-estática rectilínea y todo intento en este sentido, dará lugar a la aparición de reaccio --nes hiperestáticas ereadas por el protensado, como fácilmente puede deducirse aplicando el método de los puntos nedales. La trayectoria rectilinea podría obtenerse unicamente, aumentando el esfuerzo de pretensado para ensanchar las zonas limites. En estas condiciones, no podría entonces lograrse el máximo aprove chamiento del material y, además, en general, habría que aunentar tanto el esfuerzo de pretensado que, en la práctica, no serís posible realizarlo porque la compresión resultante sería de masiado grande. En cualquier caso, esta solución, desde el punto de vista cconômico, seria inaceptable. En definitiva, se deduce que es necesario recurrir al empleo de una trayectoria cur va que se determina a partir de la rectilínea autoestática (que cae fuera de la zona limite), y construyendo sobre ella una cur va para la cual $\int \frac{\xi \, dx}{t} = 0$, siendo ξ la ordenada respecto a la recta. Por sucesivos tanteos se llega a la curva auto-estática representada en la (Fig. 15) y mediante una transformación lineal se consigue que caiga dentro de la viga. En la sección lon gitudinal de la (Fig. 15), dibujada a escala desproporcionada, los cambios de dirección parecen muy grandes, pero si se dibu jan a verdadera escala (según aparecen en la parte superior de la Fig. 15) se ve que, en realidad, las excentricidades son bas tante pequeñas por lo que puede asegurarse que bastará tesar el cable por sus dos extremos, para obtener la tensión adecuada a



lo largo de toda la armadura.

Empleo do anclajes intermedios. Se depe intentar siempre dar a la armadura un trazado lo más sencillo posible. El ideal seria poder emplear cables rectos. La sustitución de las curvas poco pronunciadas por rectas, tanto en los tramos ex tremos como en las proximidades de los apoyos centrales, propor ciona trazados aceptables, según se ha visto en las (Figs. 14 y 15). Sin embargo, tales soluciones no siempre son posibles. Generalmente, los cables rectos son económicos unicamente cuando las directrices de las piezas son curvas. Entoncas, las cargas no compensadas producen un efecto favorable puesto que originan una flexión de signo contrario a aquella a là cual se encuentra sometida la viga. En algunos casos, se puede dar a la armadura una trayectoria auto-estática curva, disponiendo anclajes inter medios en cada uno de los puntos altos del cable (Fig. 16). Esta solución fué la adoptada para la construcción del puente de Beauvais.

madura de pretensado se coloca recta o casi recta, pueden originarse tracciones en el borde superior de las secciones vorres — pondientes a los apoyos. A veces, es posible eliminar estas — tracciones aumentando el canto de dichas secciones mediante car telas que dan lugar a un descenso del eje neutro. Pero no siempre se dispone del espacio suficiente para adoptar esta solución y entonces se hace preciso recurrir al empleo de armaduras su — plementarias para comprimir aquellas zonas sometidas a tracción. Estos suplementos tienen poco o ningun efecto sobre el conjunto de la construcción. En cualquier caso, es facil calcularlo para poderlo tener en cuenta si es necesario. Tales armaduras, ade — más, ayudan muy eficazmente a resistir los esfuerzos cortantes.



En Francia, existen diversas obras en las cuales so - ha hecho aplicación de este método. Las (Fig. 17 y 18) representan el alzado de un pórtico de tres tramos en el que se utili - zan cartelas y suplementos de armadura sobre los apoyos, y un - detalle de la unión entre vigas principales y secundarias. Co - responden al proyecto de la fábrica Rivière-Cazalis.

Generalización a casos más complicados de estructuras hiperestáticas. Este tema, es demasiado amplio para que pueda sor agotado en los reducidos límitos de este trabajo, por lo - cual, únicamente se hará de él un breve resumen. Por otra par - te, el problema no ha sido aún suficientemente estudiado.

Las construcciones hiperestâticas, en definitiva, son sistemas sometidos a la acción de un conjunto de fuerzas exteriores conocidas, constituído por las cargas exteriormente aplicadas y las reacciones producidas sobre los apoyos. La magnitud de estas solicitaciones puede calcularse por los métodos ordinarios.

Por consiguiente, para cualquier sección, es facil de terminar la magnitud del esfuerzo de pretensado y la excentrici dad correspondiente precisa para que la tensión total resultante quede dentro de los límites previstos, en las condiciones ex tremas de carga. Asímismo, es posible fijar en cada caso la zora límite dentro de la cual debe caer la línea estática de presiones.

En estas condiciones, el problema se reduce a elegir un sistema auto-estático de armaduras, que pase por determinados puntos fijos o caiga dentro de ciertas zonas muy limitadas, y no produzca reacciones hiperestáticas sobre los apoyos. (Se



entiende por sistema de armaduras, el conjunto de cables corres pondientes a los distintos tramos).

Como se vê, el problema es análogo al que se plantea en las vigas contínuas, cuyo estudio se acaba de realizar. Entre ambos casos, sin embargo, existen ciertas diferencias.

Las reacciones producidas por las cargas exteriores, no son necesariamente verticales, como antes ocurria, sino que pueden tener una dirección cualquiera. Por lo tanto darán ori - gen a una componente horizontal que producirá una compresión - (o tracción) que deberá ser tenida en cuenta al determinar el esfuerzo de pretensado y la zona límite.

Si una sección dada, bajo las condiciones extremas de carga, se encuentra sometida a los momentos M_1y M_2 , las reacciones creadas por las cargas exteriores dan lugar a los esfuerzos de compresión N_1y N_2 , la tensión de la armadura podrá ser inferior a la necesaria en el caso de que dichas compresiones no existiesen, y la zona límite será más ancha.

Los cálculos, en general, no ofreceran nuevas dificultades. Por ello, no se considera necesario insistir sobre ellos. Bastará indicar que subsiste la llamada zona límite dentro de la qual debe encontrarse la armadura auto-estática.

Uno de los procedimientos que permiten obtener un trazado auto-estático de los alambres, consiste en colocarlos en cada tramo de tal forma que los giros que en los extremos de di cho tramo, considerado como independiente, produciría la aplicación del esfuerzo de pretensado, sean nulos.

Así por ejemplo, en un pórtico empetrado o simplemente apoyado (Fig. 19), los soportes pueden pretensarse mediante



cables centrales que no producirán giros en los extremos, y el dintel, mediante alambres dispuestos con una excentricidad & tal, respecto al eje neutro, que se satisfagan las condiciones de doble empotramiento, o sea, que se verifiquen las ecuacio - nes (1) y (2) anteriormente mencionadas:

$$\int \frac{e \, dx}{I} = 0 \qquad \int \frac{e \times dx}{I} = 0$$

Cuando el eje neutro de la viga es curvo, puede darse a la armadura un trazado rectilíneo, colocándola segun la ho
risontal que pasa por el centro elástico de la viga. Esta solución, si bien muy sencilla, no es la más económica ya que el pretensado central de los soportes no es la major manera de uti
lizar las posibilidades del pretensado puesto que no dá lugar a
momento alguno capaz de contrarrestar los originados por las cargas exteriores.

Resulta preferible hacer que la armadura coincida con el funicular de cargas no equilibradas. Así por ejemplo, si el pórtico está sometido a una sobrecarga uniforme, se puede tomar como sistema de cargas no equilibradas, al constituido por una serie de cargas o, uniformes, dirigidas hacia arriba. Para trazar el funicular se determinan las fuerzas F del dintol y F' en los soportes, y se coloca la armadura en estos elementos dán dole en cada sección una excentricidad e tal que e = Mq sien do Mq el momento producido por las cargas q' en el pórtico, y tomando para F el valor F ó F' según se trate del dintel o de los soportes (Fig. 20). Puede comprobarse fácilmente que la armadura así dispuesta constituye un sistema auto-estático. El cable F' scrá recto y pasará por el punto de momento nulo para



cargas uniformemente repartidas. Conocidos los momentos F' e y F. e. (siendo e' y e. las excentricidades respectivas en el ángulo del pórtico) es evidente que la componente horizontal de F' en el punto A , ha de ser igual a la presión Q ejercida por las cargas "q" . Y no habrá traslación hiperestática de la línea F' de presiones, ya que se puede considerar que el dintel y los soportes se encuentran sometidos a una compresión central F(s F') y a un momento F'e (o 1'e') igual al Ma. Como los momentos Ma satisfacen las condiciones de apoyo, no hay necesidad de introdu cir nuevas reacciones complementarias y por consiguiente el sistema será auto-estático. Si'p" y "5 son, respectivamente, la sobrecarga permanente y la accidental que actúan sobre el pórtico, el valor más favorable de "q", es: q=-(p+5). Los valores de Fy T', deben entonces escogerse de tal forma que las lineas de presiones que resulten, considerendo también los esfuerzos de pretensado, tanto para la pieza cargada como descargada, caigan siempre dentro del núcleo central de la sección, o de la zona límite si la tensión mínima que actúa sobre el elemento puede llegar a anularse. Para determinar F , naturalmente, es necesario tener en cuenta la acción de las presiones $Q_{\rm p}$ y $Q_{\rm S}$ producidas por las cargas "p" y "s".

Esta solución es análoga a la adoptada por Mr. M. A. Goldstein, en el puente para peatones construído en Oxford.

La trayectoria de los alambres, como ya se ha indicado, puede modificarse mediante transformaciones lineales. Por ejemplo, en un pórtico articulado, la armadura del dintel puede
transladarse, paralelamente a sí misma, lo que equivale a intro
ducir un momento constante F.u en la viga, siendo u la magnitud de dicha translación. Esto dará lugar a la aparición de una



presión Q que podrá ser compensada mediante el conveniente gíro de la crmadura del soporte alrededor de su anclaje inferior. La variación producida por este giro en el valor de la componente horizontal F', deberá ser igual a -Q.

Es necesario señalar que no siempre resulta ventajoso utilizar para las armaduras trayectorias auto-estáticas. En ciertas ocasiones conviene aprovechar el pretensado para introducir en la estructura, deliberadamente, determinadas reacciones hiperestáticas.

En efecto si una vez encontrada una trayectoria autoestática, se translada el cable, se originará una compresión $Q_{\rm o}$ que puede ser aprovechada. Si se pretende que, bajo carga, se alcancen las tensiones límites en los ángulos del pórtico y en el centro de la viga, y se da la posición del cable en estas secciones, existen entonces dos condiciones que definen F y $Q_{\rm o}$ pudiéndose deducir el trazado que debe darse a la armadura para obtener $Q_{\rm o}$, trazado que, en general, no coincidirá con el previamente supuesto.

Sea un pôrtico articulado (Fig. 21) en el cual la armadura del dintel está colocada de tal forma que en los puntos A (ángulo) y B (centro de la viga) las excentricidades sean — las máximas posibles. Se supone que el peso propio de la viga — basta para conseguir que, en tales conficiones, no existan tracciones en la viga.

Si se considera que los apoyos del pórtico pueden deslizarse libremente en dirección horizontal, entonces el pórtico será estáticamente determinado y, por lo tanto, la armadura cita da auto-estática. Supóngase que la línea de presiones resultante



(considerando la carga total 5, el empuje producido por esta carga, y el empuje Q_0 originado por el pretensado) pasa por - los puntos A_1 , B_1 , A_2 , estando los puntos A_4 situados en el bordo inferior del núcleo central y el B_4 en el bordo superior.

Las distancias AA_i y BB_A , se calcular a partir de -los momentos producidos por las cargas exteriores y el empuje C_a , y son perfectamente conocidas.

Si μ os el momento en la viga estáticamente determinada (obtenida al permitir el libre deslizamiento de los apoyos del pórtico), h la ordeneda del eje de la viga respecto al plano de unión con los montantes y Q_e el esfuerzo normal producido por las cargas exteriores, el momento, en una socción qualquiera — de la viga, será: $M = \mu \cdot (Q_e + Q_o)h$ y se puede suponer que la viga está sometida, a una compresión F coincidente con el cable de la armadura, a una compresión $Q_e + Q_o$ a lo largo de su eje, y a un momento M.

Bajo la acción de estas fuerzas, la línea de presiones se modificará. El punto de aplicación de Γ , pasará de A a A_1 y el de los esfuerzos normales Q_0+Q_0 , de G a A_1 siendo G el centro de gravedad de la sección correspondiente a A. Análoga mente ocurrirá respecto a B.

En A, el momento valdrá:
$$M = \frac{s \cdot \ell^2}{8} - (Q_e + Q_o)h$$

En B, el momento valdrá: $M = \frac{s \cdot \ell^2}{8} - (Q_e + Q_o)h$
Por consiguiento:

$$-(Q_e + Q_o)h = -F.\overline{AA}_1 - (Q_e + Q_c)\overline{GA}, \qquad (1)$$

$$y = \frac{s \, \ell^2}{g} - \left(Q_e + Q_c\right) h = F. \, \overline{BB}_i + \left(Q_e + Q_o\right) \, \overline{GB}_i \qquad (2)$$



De estas dos ecuaciones eo deducen las dos incógni — tas $\mathcal{Q}_{\mathbf{p}}$ y Γ .

Si $\overline{AA}_i = \overline{BB}_i$, entonces $\overline{GA}_i = -\overline{GB}_i$ y de las equaciones (1) y (2) se deduce:

$$F = \frac{5 \cdot \ell^2}{16 \cdot \overline{AA_1}} = (Q_e + Q_o)(h - \overline{GA_4}) = \frac{5 \cdot \ell^2}{16}$$

Conocidas F y Q_o , queda definida la trayectoria del cable. Si "e" es la excentricidad de la armadura respecto al eja de la viga, el esfuerzo normal producido por el momento F e es igual a Q_o ; y si z es la abscisa de un punto genérico de la pieza respecto al extremo,

$$O\left(\frac{z^2ds}{1}\right) = \int \frac{F.e.z.ds}{1}$$

extendiêndose la primer integral a todo el pórtico y la segunda, finicamente a la viga.

Esta teoría, fué aplicada por el profesor Cestelli Gui di a la construcción de un pórtico de 30 m. de luz.

Coacciones aplicadas a los apoyos. Cuando en los apoyos de la estructura existe empotramiento, ésta no podrá deformarse libremente en dirección paralela a la del esfuerzo del pretensado y entonces, la coacción ejercida por el empotramiento, es de la mayor importancia, especialmente si se trata de un pórtico. El pretensado dará lugar a un acortamiento de la viga. Si los apoyos pudieran deslizarse libremente, se trasladarían a A,A, (Fig. 22). Para volverlos a AA, será necesario que flecten los montantes; en la unión de la viga con los soportes aparecerá una fuerza Q, que disminuirá el esfuerzo de pretensado y dará lugar a la aparición sobre la viga de un nuevo momento -



flector que pueda ser compensado transladando la armadura de esta pieza paralelamente a sí misma.

En el caso de pôrticos empotrados, si los apoyos son rígidos, puede ocurrir que llegue a ser imposible tal compensación y, por consiguiente, el propio pretensado ya que para que la viga se acorte sería preciso que los montantes flectason en una altura muy pequeña. En tales circunstancias puede ser en tonces necesario disponer una articulación provisional.

Estructuras múltiplemente hiperestáticas. El proble ma de las estructuras de edificios de varios pisos, no ha sido todavía estudiado, que sepa el autor. Parece que podría ser re suelto aplicando a cada tramo (tanto de viga como de soporte) considerado como independiente, un pretensado tal que no dó lu gar a giros en los apoyos. Esto podría conseguirse, bien por el procedimiento antes indicado o disponiendo cables curvados, con anclajes independientes en los extremos de cada uno do los tramos. En general, resultará más conveniente construir los se portes de hormigón armado, sin pretensar.

El problema que plantea el acortamiento que se produce en las vigas al realizar el pretensado, debe, desde luego, ser eliminado y para ello quizás resulte conveniente recu rrir el empleo de articulaciones provisionales.

Sistemas inicialmente estáticos pero que una vez - construídos funcionan como hiperestáticos. Tales sistemas han sido ya mencionados al tratar de aquellos casos en que se dispo nen articulaciones provisionales en la cabeza o en la base de los soportes. La (Fig. 23) representa una de estas disposicio nes.



Una viga contínua de tres tramos, puede construirse colocando en los laterales vigas cantilever que avanzan en mén sulas sobre el tramo centrel y haciendo que la viga de éste — descanse en los voladizos; cada elemento se pretensa primero — independientemente, con armaduras propias y una vez completa — la estructura se pasan otros cables continuos, de un extremo a otro de la viga, y se les da el pretensado definitivo, resul — tando un conjunto hiperestático (Fig. 24). Este procedimiento, se empleo en la construcción del puente de la Escuela Veterina ria de Toulouse y de otro puente sobre el Amstell én Amsterdam.

También se pueden construir vigas de varios tramos, disponiendo juntas en las proximidades de los puntos en los - que se hacen cero los momentos flectores; (Fig. 25). Este mótodo se utilizó en el puente de Joazeiro, en Brasil.

En algunos casos no es necesario convertir la estructura en totalmente estática, sino que basta con reducir su grado de hiperestatismo. Por ejemplo, un pórtico empotrado puede construirse como articulado. Una vez tesa la armadura ya no es necesario mantener las articulaciones, por lo cual, se pueden fijar. De esta manera, el coeficiente de rigidez de los soportes resulta dividido por el factor 4.

Análogamente, la estructura de un edificio puede cons truirse dejando juntas provisionales en la base de los soportes (cuando el problema surge como consecuencia de la superposición de pórticos) o en la cabeza y en la base (si la estructura so proyecta como una serie de vigas continuas apoyadas sobre sopor tes).

Esta disposición facilita, tanto la construcción de - la obra como el cálculo del proyecto y de ella podrían darse nu



meroses ejemples.

Ese necesario, sin embergo, determinar previamente en que puntos resulta más conveniente colocar las juntas. En prim cipio parece que deben situarse cerca de las secciones en las cuales, bajo carga permanente, el momento flector es nulo. De esta manera, no se producirán variaciones en el estado clástico de la estructura bajo carga permanente. Además, estas see ciones, en general, se encuentran próximas a aquellas en las que la variación de momentos, bajo carga, es mínima y, por con siguiento, la armadura continua necesaria en dichas secciones, será también la mínima. Finalmento, en ellas los momentos máximos y mínimos bajo carga, sen, en general, de signo contrario y de la misma magnitud aproximadamente, y, por lo tanto, podrá aplicarse un pretensado central con los cables contínuos.

Desgraciadamente, no siempre es posible disponer las juntas en estas secciones de mínima variación de momentos. En los edificios, por ejemplo, es casi siempre necesario colocar las encima de los soportes. En estas zonas, el momento es má - ximo y por lo tanto existirán suplementos de armadura. Además, cuando la estructura se encuentra sometida exclusivamente a su propio peso, las ventajas del hiperestatismo desaparecen, ya - que las vigas ham de soportar la totalidad de su peso en el - tramo. Estas dificultades, pueden ser relativamente poco impor tantes desde el punto de vista del conjunto de la estructura.

Ajuste de las reacciones. Otro método, totalmente distinto de los hasta ahora estudiados, consiste en modificar las reacciones, mediante el empleo de gatos. En realidad, constituye también un procedimiento de pretensado, que se realiza



con el auxilio de apoyos externos a la estructura.

Como ejemplo de aplicación de este sistema, pueden el tarse los puentes sobre el Marne, en Francia, en los evales se colocaron gatos planos entre los extremos del frente y los estribos, obteniêndose de este forma el empujo necesario.

En las vigas contínues, pueden originarse reacciones verticales de magnitud conocida, que modifiquen el estado indecial de tensiones en la pieza. De esta manera no es necesario recurrir a las armaduras auto-estáticas.

En cualquier caso, resulta de la mayor importancia fi jar los límitos del campo de aplicación de los distintos procedimientos. Sea, por ejemplo, una viga de dos tramos, de luz (sometida a una carga permanente, uniforme, de magnitud p por unidad de longitud, y a una sobrecarga, también uniforme, de - valor s por unidad de longitud.

Las comiciones más favorables se obtendrán creando - sobre el apoyo central, bajo carga permanente, un determinado - momento M_1 (Fig. 26). Para ello, será necesario introducir una reacción R, distinta de la R, que normalmente se origina - ría. R_0 , ha de ser igual a la reacción producida por el poso propio de la pieza, $\frac{5}{4}$ p ℓ más la originada por la trayecto - ria no auto-estática de la armadura.

Entonces, se presenta una nueva dificultad. El valor c de esta reacción sólo podrá obtenerse modificando el nivel del apoyo central en la magnitud correspondiente a la fuerza $R-R_o$. Pero además, esta diferencia de nivel debe mantenerse a lo largo del tiempo. Si una vez conseguido el ajuste inicial de la -



reacción se fiji el gato, las posteriores deformaciones cambia rán el nivel del apoyo y por lo tanto, el valor de la reacción. Para que dicho valor se conserve permanentemente, es necesario tener en cuenta la deformación que la aplicación constante de la fuerza $R - R_0$, producirá en la viga después de cierto tiempo, deformación que será del orden de tres veces la instantá nea. Así, si solamente se realiza el ajuste inicial de la reacción, la complementaria, que en el momento de la corrección val drá $R - R_0$, al cabo de cierto tiempo habrá descendido al tercio de dicho valor.

Por consiguiente, con el fin de lograr el resultado propuesto, será necesario, o bien aumentar el cambio inicial de nivel, lo cual puede ser peligroso, o bien mantener el gato durante cierto tiempo (un año por lo menos), o bien repetir la corrección de vez en cuando.

Otro ejemplo de estado inicial do tensiones creado — con el auxilio de gatos y cables, es el del puente Nimy-Blaton, que actualmente se construye en Bélgica. Este puente tiene 57 m le . luz y se prolonga en voladizo por fuera de los estribos. Il empuje se crea mediante gatos alineados con los apoyos (Fig. 7) y en los extremos de cada uno de los voladizos se sujeta — m cable. De esta manera se consigue un momento de empotramien to de magnitud conocida. La línea de acción del cable y la del gato, pasan por el centro de gravedad del estribo y la base de éste se dispone perpendicularmente a la dirección de la resul — tante. Este procedimiento, permite conocer con exactitud el va lor de la presión en el plano de la base de los estribos.



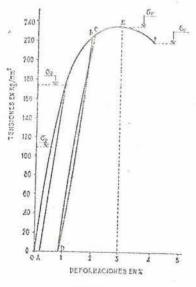


Fig. 1

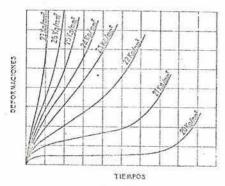


Fig. 2

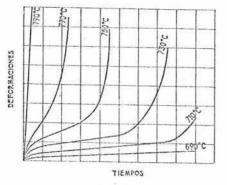


Fig. 3



Fluencia reter 2653 Throncia quist visce 13 Civic na cettre to A

Fig. 4.

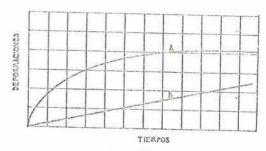


Fig. 5.

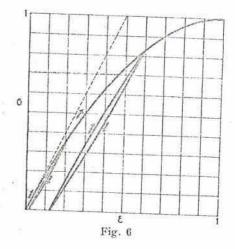
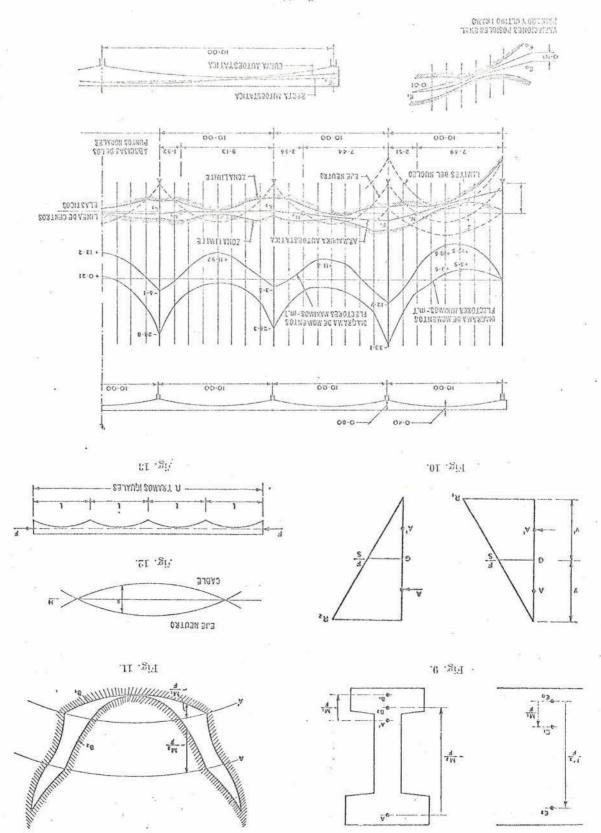




Fig. 8



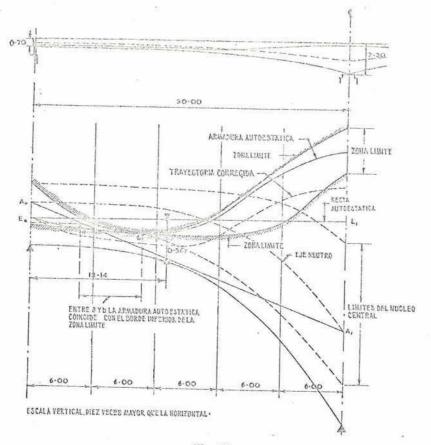


Fig. 15

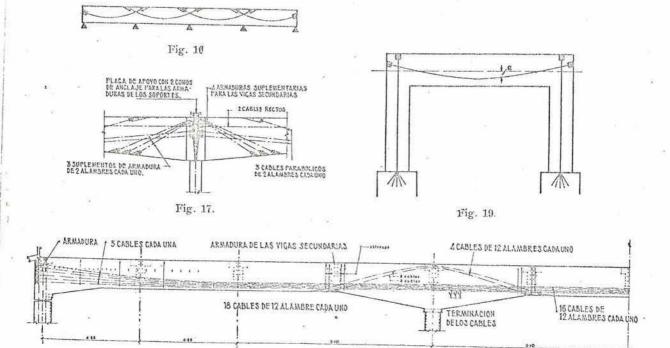


Fig. 18.

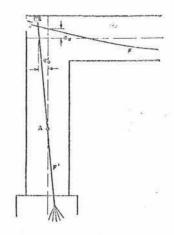


Fig. 20.

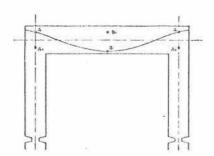


Fig. 21.



Fig. 22.

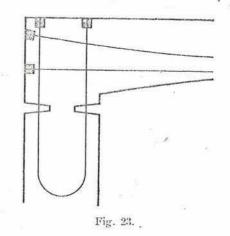
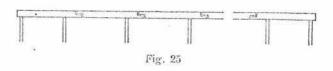




Fig. 24.



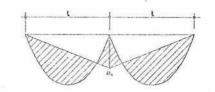


Fig. 26



Fig. 27.

