

- Índex PFC 1

Resum.....	95
Capítol 1: Introducció.....	97
1.1. Definició Formigó Pretensat.....	97
1.1.1. Armadures pretensades.	97
1.1.1. Armadures postensades.	98
1.2. Història del formigó pretensat	98
Capítol 2: DESCRIPCIÓ I CàLCUL D'ACCIONS	100
2.1. ESTATS LÍMITS	101
2.1.1. ESTATS LÍMITS DE SERVEI (E.L.S.).....	101
2.1.2. ESTATS LÍMITS ÚLTIMS (E.L.U.)	101
2.2. ACCIONS	102
2.3. VALOR CARACTERÍSTIC DE LES ACCIONS.....	102
2.3.1. ACCIONS PERMANENTS	102
2.3.2. ACCIONS PERMANENTS DE VALOR NO CONSTANT	103
2.3.3. ACCIONS VARIABLES.....	105
2.3.4. ACCIONS ACCIDENTALS	114
2.4. VALORS REPRESENTATIUS DE LES ACCIONS.....	115
2.5. VALORS DE CàLCUL DE LES ACCIONS.....	116
2.6. COMBINACIÓ D'ACCIONS	117
2.6.1. ESTATS LÍMITS ÚLTIMS (E.L.U.)	117
2.6.2. ESTATS LÍMITS DE SERVEI (E.L.S.).....	118
2.7. PROVES DE CàRREGA	119
Capítol 3: Exemples de ponts de formigó pretensat.....	120
3.1. Pont de formigó pretensat a la vall de Rombach	120
3.2. Pont de formigó pretensat per voladissos successius.	123

RESUM

El propòsit que tenim al fer el Projecte Final de Carrera és aprendre a calcular, dimensionar i dissenyar un pont de formigó pretensat tenint en compte les accions principals que suporta. Per dur a terme aquest propòsit, ens serà necessari docència d' aquest àmbit ja que com a enginyers mecànics no hem assolit els coneixements necessaris.

CAPÍTOL 1:

INTRODUCCIÓ

1.1. Definició Formigó Pretensat.

Es denomina formigó pretensat a la tipologia de construcció d'elements estructurals de formigó sotmesos intencionadament a esforços de compressió previs a la seva posta en funcionament. Aquests esforços s'aconsegueixen mitjançant cables d'acer que són tensats i subjectats al formigó.

Aquesta tècnica s'utilitza per superar la debilitat natural del formigó en front a esforços de tracció, i va ser patentada per Eugène Freyssinet al 1920. L'objectiu es aconseguir que part de les traccions que produeixen les càrregues de ser servei es tradueixin en una disminució de la compressió ja existent en el material.

L'esforç del pretensat es pot transmetre al formigó de dues maneres, mitjançant armadures pretensades o armadures postensades, que s'explicaran a continuació:

1.1.1. Armadures pretensades.

Formigó pretensat amb armadures pretensades: El formigó es diposita al voltant de tendons tensats. Aquest mètode produeix un bon vincle entre el tendó i el formigó, el qual el protegeix de l'oxidació i permet la transferència directa de la tensió. El formigó s'enganxa a les barres i quan s'allibera la tensió, aquesta es transmet al formigó en forma de compressió mitjançant el fregament. La majoria d'elements pretensats d'aquesta manera són prefabricats en taller i després tenen que ser transportats al lloc de construcció, cosa que fa que el seu tamany sigui limitat.

1.1.1.

Armadures postensades.

Formigó pretensat amb armadures postensades: en aquest tipus s'aplica la compressió després de bolcament i posterior procés de secat del formigó. En l'interior del motlle de formigó es col·loca una baina de plàstic, acer o alumini, per seguir la ruta més convenient en l'interior de la peça, seguint la franja on, d'una altra manera, es registrarien traccions en l'element estructural. Un cop el formigó s'ha endurit, els tendons es passen a través dels conductes. Després aquests tendons són tensats mitjançant gats hidràulics que reacciona'n contra la pròpia peça de formigó. Quan els tendons s'han estirat suficientment conforme amb les especificacions de disseny, aquests queden atrapats en la seva posició mitjançant cunyes o altres sistemes de subjecció i mantenen la tensió després de que els gats hidràulics es retirin. Finalment el conducte es omplert amb garsa o altres substància per protegir els tendons de la corrosió. Aquest sistema s'acostuma a utilitzar en ponts, sent pràcticament imprescindible en els sistemes de construcció per voladís i voltes.

1.2. Història del formigó pretensat

El principi bàsic del pretensat va ser aplicat a la construcció potser fa segles, quan es lligaven cintes o bandes metàl·liques al voltant de fustes per formar barrils. Tot i que amb el temps s'han fet diversos intents per disminuir el allargament del formigó sota tracció, les contribucions més importants a la seva solució es solen atribuir al enginyer francès Eugène Freyssinet, el qual va convertir en realitat pràctica l'idea de pretensar els elements de formigó. Segons Freyssinet, pretensar un element estructural consisteix en crear en ell, mitjançant algun procediment específic, abans o durant la aplicació de carregues externes, esforços de tal magnitud que, al combinar-se amb les resultants de les forces externes, anul·lin els esforços de tensió o els disminueixin, mantenint-los sota les tensions admissibles que pot suportar el material.

- 1886: En aquest any es va aplicar el principi anterior al formigó quan P. H. Jackson, un enginyer de San Francisco, Califòrnia, va obtenir les patents per lligar vares d'acer en pedres artificials i en arcs de formigó que servien com les lloses dels pisos.
- 1888: El C.E.W. dohering, d'Alemanya, va assegurar una patent per formigó reforçat amb metall que tenia aplicat un esforç tensional abans que for carregada la llosa.
- 1908: C.R. Steiner, dels Estats Units, va suggerir la possibilitat de reajustar les barres de reforç després de que hi hagués hagut una certa

contracció i fluència del formigó, amb l'objectiu de recuperar algunes de les pèrdues.

- 1925: R.E. Dill, de Nebraska, va provar barres d'acer d'alta resistència cobertes per evitar l'adherència del formigó. Després de col·locar el formigó, es tensaven les varetes i es subjectaven al formigó mitjançant rosques en els extrems.
- 1928: S'inicia el desenvolupament modern del formigó pretensat per part de Eugène Freyssinet, de França, el qual va començar utilitzant filferros d'acer d'alta resistència per al pretensat. Aquests filferros contaven amb una resistència al trencament tan elevada com $18,000 \text{ kg/cm}^2$, i un límit elàstic de més de $12,600 \text{ kg/cm}^2$.
- 1939: Freyssinet va produir tascons cònics per els ancoratges dels extrems i va dissenyar gats ed doble acció, els quals tensaven els filferros i després pressionaven els cons mascles dins dels cons femella per ancorar-los a les plaques d'ancoratge. Aquest mètode consisteix en estirar els filferros entre dos pilars situats a varies desenes de metres, posant obturadors entre les unitats, col·locant el formigó i tallant els filferros després de que el formigó assoleixi una resistència de disseny específic.
- 1945: L'escassetat d'acer a Europa durant la Segona Guerra Mundial va impulsar el desenvolupament del formigó pretensat, ja que es necessitava molt menys acer per aquest tipus de construcció respecte a les convencionals de formigó armat. Tot i que a França i Bèlgica van encapçalar el desenvolupament del formigó pretensat, Anglaterra, Alemanya, Suïça, Holanda, Rússia e Itàlia ràpidament ho van continuar. Al voltant del 80% dels ponts que es van construir a Alemanya son de formigó pretensat.
- 1949: Es comença a treballar als Estats Units amb el pretensat lineal al posar-se en marxa la construcció del conegut pont Filadelfia Walnut Lane Bridge. La bureau of Public Roads (Oficina de camins públics), ha investigat i mostrat que durant els anys 1957-1960 es van autoritzar la construcció de 2052 ponts de formigó pretensat.
- 1951: Es construeix el primer pont pretensat a Mèxic, a Monterrey el qual consta de 5 trams de 34m cadascun.
- 1952: Hi ha una reunió a Cambridge, en la qual es crea la societat internacional amb el nom de Fédération Internationale de la Précontrainte (FIP). L'objectiu principal d'aquest grup d'enginyers visionaris era difondre el missatge e il·luminar el món sobre el concepte relativament desconegut del formigó pretensat.
- 1958: Es construeix el pont Tuxpan (carretera Mèxic-Tuxpan) amb una longitud total de 425 m. Estructura principal amb tres llums de 92 m de formigó pretensat, construït amb el procediment de doble voladís.
- 1962: Es construeix el pont Coatzacoalcos amb una longitud total de 996 m. Trams de bigues pretensades de 32m i un tram d'armadura metàl·lica de 66m, recolzats en piles de formigó pretensat.

CAPÍTOL 2: DESCRIPCIÓ I CÀLCUL D'ACCIONS

CRITERIS GENERALS

Per a la descripció i càlcul de les accions a considerar en el disseny del pont, s'ha aplicat la "Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera" (IAP), la qual determina les classes d'accions que s'han de tenir en compte pel projecte de ponts de carretera amb llums inferiors a dos cents metres (200 m.) i amb una vida útil de cent anys.

CRITERIS DE COMPROVACIÓ

La comprovació de la estructura es durà a terme d'acord la teoria dels estats límits de servei i últims, per a les situacions de càlcul de la estructura com son:

- Situacions persistents, que corresponen a les condicions d'ús normals de l'estructura durant la seva vida útil.
- Situacions transitòries, que son les que es produeixen durant la construcció, inspecció o conservació de l'estructura, i per les que es considerarà el corresponent període de duració (estimulat en un any).
- Situacions accidentals, que corresponen a condicions excepcionals aplicables al pont.

2.1. ESTATS LÍMITS

2.1.1. ESTATS LÍMITS DE SERVEI (E.L.S.)

Serán aquells que, si es sobrepassen, l'estructura deixarà de complir el objectiu pel que van ser projectats, ja sigui per raons funcionals, de durabilitat o estètiques, sense que allò suposi el col·lapse de la mateixa.

Els estats límits de servei a considerar son:

- E.L.S. de fisuració.
- E.L.S. de deformació.
- E.L.S. de vibracions.
- E.L.S. de plastificacions.
- E.L.S. de lliscament en unions mitjançant cargols d'alta resistència.

2.1.2. ESTATS LÍMITS ÚLTIMS (E.L.U.)

Serán aquells que, si es sobrepassen, es produirà l'esgotament o col·lapse de l'estructura o part d'ella.

Els estats límits últims a considerar son:

- E.L.U. d'equilibri.
- E.L.U. de ruptura.
- E.L.U. d'instabilitat o de vinclament.
- E.L.U. de fatiga.
- E.L.U. de lliscament entre materials que treballen solidàriament.
- E.L.U. d'ancoratge.

Per cada un dels estats límits s'ha de verificar la condició que els correspon, és a dir, els valors de càlcul d'efecte i la sol·licitació han de ser iguals o menors que el valor límit de l'efecte de les accions admissibles per l'estructura o l'element i la resistència de càlcul de l'estructura o de l'element.

2.2. ACCIONS

Aquestes accions es poden classificar en accions directes (forces aplicades sobre l'estructura) com son el pes propi i les sobrecàrregues d'ús, entre altres; i les accions indirectes (deformacions) com son les accions sísmiques i tèrmiques.

Les accions també es poden classificar segons la seva variació en el temps, en el espai i segons la seva resposta estructural.

Segons la seva variació en el temps, les accions es troben classificades en:

- Accions permanents: son aquelles que actuen en tot moment i son constants en posició i magnitud, una vegada l'estructura és apta per entrar en servei (pes propi, càrrega morta, etc...).
- Accions permanents de valor no constant: son aquelles que, a l'igual que les anteriors, actuen en tot moment però la seva magnitud no és constant (pretensat).
- Accions variables: son aquelles accions que es troben fora de l'estructura que poden actuar o no sobre el pont (sobrecàrregues d'ús, accions climàtiques...)
- Accions accidentals: son aquelles que poden actuar sobre l'estructura durant un curt període de temps però les conseqüències de les quals poden ser considerables (impactes i sismes).

En funció d'aquesta classificació, s'han definit el conjunt d'accions que es consideraran en el disseny i càlcul del pont.

2.3. VALOR CARACTERÍSTIC DE LES ACCIONS

2.3.1. ACCIONS PERMANENTS

Les accions permanents son aquelles produïdes pel pes dels diferents elements que formen part del pont. Es classifiquen en pes propi i càrregues mortes.

El seu valor característic es determinarà en funció de les dimensions dels elements i dels seus pesos específics corresponents.

Es prendran els següents pesos específics relatius al de l'aigua segons el material utilitzat:

Material de construcció	Pes específic (kN/m ³)
Acer	7,85
Formigó armat i pretensat	2,50

Taula 1

· PES PROPI

És l'acció corresponent al pes dels elements estructurals, i el seu valor característic es pot deduir de la taula anterior.

En el cas de ponts de formigó o mixtos, com és el cas, si el pes específic del material que s'utilitzarà en obra sobrepassa en més d'un cinc per cent (5%) al considerat en el projecte, s'haurà de fer un nou càlcul.

· CÀRREGUES MORTES

Son les accions produïdes pels elements no estructurals situats damunt els elements estructurals como les pavimentacions de calçades i voreres, serveis, etc...

L'espessor màxim del paviment construït sobre lloses de formigó, no serà en cap moment superior a deu centímetres (10 cm.), inclosa la capa eventual de regularització.

Pel càlcul d'aquestes accions es podran adoptar els pesos específics proporcionats per la IAP a la taula 1.

S'ha de tenir en compte que en efectes de càlcul, es deuen considerar dos valors extrems: un valor inferior, determinat amb els espessors teòrics definits al projecte; i un valor superior, determinat amb el increment en un cinquanta per cent (50%) els espessors teòrics definits en el projecte, el qual no inclou possibles rehabilitacions del paviment amb l'extensió de noves capes però si els possibles valors de les accions produïdes pels serveis, entre altres.

2.3.2.

ACCIONS PERMANENTS DE VALOR NO CONSTANT

Com s'ha dit amb anterioritat, les accions permanents de valor no constant son aquelles que, a l'igual que les anteriors, actuen en tot moment però la seva magnitud no és constant. Les accions permanents de valor no constant considerades en el projecte son el pretensat i les accions degudes al terreny.

· PRETENSAT

Les accions produïdes pel pretensat es valoraran tenint en compte la forma d'introducció de les mateixes i la possibilitat de deformació de l'estructura.

Segons la IAP, es consideren dos tipus d'accions del pretensat:

1. En el cas que el pretensat sigui interior, és a dir, estigui disposat dins la secció de formigó, i també en el cas que sigui exterior però situat dins del cantell de la secció; l'acció del pretensat es considerarà i es tractarà tal i com estableix la "Instrucción para el proyecto y ejecución de obras de hormigón pretensado" (EP-93) o de la instrucció que la substitueixi.
2. En el cas que el pretensat constitueixi un element diferencial a l'esquema estructural (tirants, pèndoles, pretensat exterior fora del cantell, etc...) l'acció del mateix es considerarà i es tractarà com una acció associada a les càrregues permanents.

Aquesta consideració es fa ja que el segon tipus d'acció del pretensat és molt sensible a l'acció de les càrregues permanents, i la seva magnitud depèn del valor d'aquestes càrregues.

Per a que aquesta segon tipus d'acció del pretensat es pugui aplicar, s'han de complir les següents condicions:

- Imposició d'un control dels pesos i forces aplicades, així com de la resposta de l'estructura.
- Inclusió d'un pla de conservació del pont en el que es controli i es pugui garantir que l'acció resultant del sistema de forces es manté dins dels límits establerts en el projecte.
- Possible modificacions, durant la vida de l'estructura, de les accions del sistema, sempre i quan, es mantingui la resposta de la mateixa dins d'uns límits.

· ACCIONS DEGUDES AL TERRENY

Les accions degudes al terreny son les accions causades pel terreny sobre els elements del pont com poden ser els estreps i les fonamentacions.

Aquestes accions del terreny tindran dues components: el pes sobre elements horitzontals i l'empenta sobre elements verticals.

- El pes es determinarà aplicant al volum de terreny situat damunt la superfície de l'element horitzontal, el pes específic del material utilitzat i compactat. En el cas que no sigui possible disposar dels valors reals, es poden adoptar els valors de la taula 1.

- L'empenta es determinarà en funció de les característiques del terreny i de la interacció terreny - estructura.

En cap cas en el que la seva actuació sigui desfavorable per l'efecte estudiat, el valor de l'empenta haurà de ser inferior a l'empenta equivalent hidrostàtica d'un fluid de pes específic igual a cinc quilonewtons per metre cúbic (5 kN/m³).

En el cas de dubte sobre la possible actuació de l'empenta de terres, aquesta no es considerarà si resulta favorable a l'efecte.

No es tindran en compte possibles sobrecàrregues damunt el terreny que suposin un increment dels pesos i empenes transmeses pel terreny a l'estructura. En aquest cas, aquestes sobrecàrregues es consideraran com accions variables.

En el cas de assentaments en el terreny, els valors de les accions es determinaran en funció de les característiques del terreny, la tipologia i geometria de la fonamentació i les càrregues transmeses. Per evitar aquests assentaments, s'han de dur a terme les corresponents comprovacions d'estabilitat de l'estructura.

2.3.3.

ACCIONS VARIABLES

Son aquelles accions que es troben fora de l'estructura que poden actuar o no sobre el pont. Dins d'aquest tipus d'accions, trobem les sobrecàrregues d'ús i les accions climàtiques.

· SOBRECÀRREGUES D'ÚS

Les accions que es tractaran a continuació son aplicables a ponts, l'amplada de plataforma del tauler del qual es inferior a vint-i-quatre metres (24 m.).

Es defineix com a plataforma del tauler, la superfície apta per al tràfic situat a nivell de calçada i compresa entre les vorades de les voreres laterals (si existeixen) quan tinguin més de cent cinquanta mil·límetres (150 mm.) d'alçada.

- Tren de càrrega

a) Components verticals

Les components verticals del tren de càrrega correspon a les tres accions següents actuant simultàniament:

1. Una sobrecàrrega uniforme de quatre quilonewtons per metre quadrat (4 kN/m^2), distribuïda per tota la superfície de la plataforma o part d'ella, segons sigui més desfavorable per l'estudi.
2. Un o dos vehicles de sis cents quilonewtons (600 kN), l'eix longitudinal del qual es considerarà paral·lel al de la calçada, i format cada un per sis càrregues de cent quilonewtons (100 kN), separades entre si.
3. Una sobrecàrrega uniforme de quatre quilonewtons per metre quadrat (4 kN/m^2), distribuïda per tota la superfície o part d'ella, segons sigui més desfavorable per l'estudi.

En tots els valors de les càrregues esmentades ja està inclòs el corresponent coeficient d'impacte.

b) Components horitzontals

La frenada, l'arrencada o canvi de velocitat dels vehicles dona lloc a una acció de valor estimat en una vintena part de la sobrecàrrega definida en els punts 1 y 2 de les components verticals del tren de càrrega.

Els valors mínims i màxims que pot prendre aquesta acció son:

$$\text{Valor mínim (kN): } 20 \cdot b \geq 140 \text{ kN}$$

$$\text{Valor màxim (kN): } 60 \cdot b \geq 720 \text{ kN}$$

On b és l'amplada de la plataforma del tauler, en metres.

Aquestes accions (frenada i arrencada) s'aplicarà en la direcció de l'eix de la plataforma del tauler i a nivell de la superfície de la pavimentació.

Una altra component horitzontal és la força centrífuga, la qual és una força que actua horitzontalment perpendicular a l'eix de la plataforma del tauler, al mateix nivell que la pavimentació. Aquesta força només apareix a ponts amb planta corba.

- Tren de càrrega per fatiga

Son les accions variables repetitives i previsibles durant la vida útil de l'estructura.

Es considera un vehicle amb les mateixes característiques geomètriques que en el punt 2 de les components verticals del tren de càrrega però amb una càrrega total de tres cents noranta quilonewtons (390 kN), amb sis càrregues de seixanta i cinc quilonewtons (65 kN). A aquest càrrega se li ha d'aplicar un coeficient dinàmic de valor igual a 1,2.

Altres càrregues son les sobrecàrregues en terraplens adjacents al pont (amb valor de 10 kN/m^2 , sobre la superfície per la zona on pot transcorre el tràfic) i les empentes a les baranes.

· ACCIONS CLIMÀTIQUES

Son les accions conseqüència d'accions climàtiques com son el vent i la neu.

- VENT

Es tracta d'una acció que pot originar fenòmens vibratoris importants als ponts amb grans llums o amb tirants, entre altres. A efectes de càlcul, l'acció del vent es considerarà estàtica.

A continuació, s'exposa el mètode i els passos a seguir per a la obtenció de la càrrega estàtica equivalent a l'acció del vent.

1. Velocitat de referència (v_{ref}).

És la velocitat mitja durant un període de temps igual a deu minuts, mesurada en una zona plana i desprotegida front el vent. En el cas de no disposar de dades específiques de la zona on s'ubicarà el pont, es podrà prendre el valor de la figura següent.



Figura 1

2. Velocitat de càlcul (V_c)

És la velocitat màxima de ràfega que pot afectar al pont en el seu conjunt o només en alguna de les seves parts.

S'obté aplicant la següent equació:

$$V_c = C_t \cdot C_r \cdot C_z \cdot C_g \cdot v_{ref} \quad (1)$$

On:

- V_c és la velocitat de càlcul, en m/s.
- v_{ref} és la velocitat de referència, en m/s.
- C_t és el factor de topografia. Se li assigna generalment el valor 1,0.
- C_r és el factor de risc. Per a situacions persistents i accidentals, es considera un període de retorn de cent anys ($C_r=1,04$); per a situacions transitòries com son les construccions o reparacions amb una duració aproximada d'un any, es considera un període de retorn de quatre anys ($C_r=0,84$). Es calcula:

$$C_r = \sqrt{0,562 \left\{ 1 - 0,2 \cdot \ln \left[-\ln \left(1 - \frac{1}{T} \right) \right] \right\}} \quad (2)$$

On T és el període de retorn adaptat, expressat en anys.

- C_z és el factor d'alçada. Es calcula en funció de l'altura z del punt d'aplicació de l'empenta del vent respecte al terreny o a la cota mínima del nivell d'aigua sota el pont.

$$C_z = k_z \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \quad \text{si } z \geq z_{\min} \quad (3 \text{ i } 4)$$

$$C_z = k_z \cdot \ln\left(\frac{z_{\min}}{z_0}\right) \quad \text{si } z < z_{\min}$$

On el coeficient k_z , la rugositat z_0 i l'alçada mínima a considerar z_{\min} son els indicats a la següent taula, en funció dels tipus d'entorn del pont:

- Tipus I: Riba del mar o d'un llac amb al menys cinc quilòmetres (5 km.) de superfície d'aigua del costat del sobrevent, o en zona rural plana i sense obstacles de cap tipus.
- Tipus II: Zona rural amb alguns obstacles aïllats, como arbres.
- Tipus III: Zona suburbana, forestal o industrial.
- Tipus IV: Zona urbana en la que al menys el quinze per cent (15%) de la superfície està edificada i l'alçada mitja dels edificis passi els quinze metres (15 m.).

TABLA 1 - VALORES DE LOS PARÁMETROS k_z , z_0 Y z_{\min} SEGÚN EL TIPO DE ENTORNO⁽¹⁾

Tipo de entorno	k_z	z_0 (m)	z_{\min} (m)
I	0,17	0,01	2
II	0,19	0,05	4
III	0,22	0,30	8
IV	0,24	1,00	16

Taula 2

- C_g és el factor de ràfega. S'obté:

$$C_g = \sqrt{\left\{1 + \frac{7 \cdot k_z}{C_z \cdot C_t}\right\}} \quad (5)$$

3. Empenta del vent

L'empenta del vent es calcularà per separat per a cada element del pont, tenint en compte els efectes d'altres accions que actuen sobre, entre altres.

L'empenta del vent es calcula:

$$F = C_D \cdot A \cdot \left(\frac{1}{2} \cdot \rho \cdot V_c^2\right) \quad (6)$$

On F és l'empenta horitzontal del vent, en N; C_D és el coeficient d'arrossegament de l'element considerat (taula 3); A és l'àrea neta total de l'element exposat al vent i projectada sobre un pla normal a aquest en m^2 ; i $1/2\rho V_c^2$ és la pressió bàsica de càlcul, en N/m^2 , sent ρ la massa específica de l'aire ($1,25 \text{ kg/m}^3$) i V_c , la velocitat de càlcul.

	$\frac{B}{h}$	<0,25	0,33	0,50	0,67	1,00	1,50	2,00	3,00	>4,00	
	C_D	2,1	2,2	2,2	2,2	2,0	1,7	1,4	1,2	1,1	
		SECCION CIRCULAR CON SUPERFICIE LISA Y TAL QUE $DV_c > 6m \text{ y } s$ $C_D = 0,7$					SECCION CIRCULAR CON SUPERFICIE RUGOSA, O LISA TAL QUE $DV_c < 6m \text{ y } s$ $C_D = 1,2$				

Taula 3

Ara bé, s'ha de tenir en compte la impossibilitat de visibilitat que produeixen unes àrees sobre unes altres. En aquest cas, es multiplicarà el coeficient d'arrossegament per un coeficient de no visibilitat que depèn de la relació de solidesa de l'element més pròxim situat a sobrevent que les tapa i de l'espaiament relatiu, com s'indica a la taula següent (taula 4).

Espaciamento relativo	Relación de solidez					
	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	≥0,6
0,5	0,75	0,40	0,31	0,22	0,13	0,06
1	1,00	0,82	0,64	0,46	0,28	0,10
2	1,00	0,84	0,68	0,52	0,36	0,20
3	1,00	0,86	0,72	0,59	0,45	0,31
4	1,00	0,89	0,78	0,68	0,57	0,46
5	1,00	1,00	0,92	0,85	0,77	0,69
6	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00

Taula 4

4. Direcció del vent

Les direccions a considerar en el càlcul del pont son la direcció transversal i longitudinal respecte l'eix del pont. Aquestes accions no es consideren simultàniament sobre l'estructura.

En el cas que la direcció del vent sigui obliqua sobre la superfície s'haurà de descompondre en vectors en les direccions transversal i longitudinal, i en aquest cas s'aplicaran de forma simultània sobre l'estructura.

5. Vent sobre taulers

5.1. Vent transversal

Pel que respecte al vent transversal sobre taulers, s'ha de tenir en compte tres aspectes:

- L'empenta transversal del vent sobre el tauler.
- L'empenta vertical del vent sobre el tauler.
- El moment de bolcament sobre el tauler

5.2. Vent longitudinal

Es calcularà com una fracció de l'empenta que produiria la mateixa pressió bàsica si s'apliqués en la direcció transversal per tots els elements de desenvolupament longitudinal.

6. Empenta del vent sobre els pilars

Els càlculs corresponents als pilars es realitzaran sobre la base de l'àrea exposada i el coeficient d'arrossegament adequat, en funció de la seva secció transversal.

7. Empenta del vent sobre altres elements del pont

Es calcularà de la mateixa manera que l'empenta del vent sobre els pilars, ara bé, tenint en compte els possibles efectes de no visibilitat.

En el cas, que la secció dels elements no coincideixi amb cap de les seccions més usuals (taula 3), el coeficient d'arrossegament serà igual a dos amb dues dècimes ($C_D=2,2$).

En el càlcul de l'empenta del vent sobre elements de l'estructura com els cables, entre altres, no cal tenir en compte en possibles efectes de no visibilitat.

8. Càlcul simplificat

En ponts amb llums màxims d'obertura inferiors a quaranta metres de llum i de menys de vint metres d'altura màxima de piles, es considerarà la direcció transversal amb els valors de les empentes indicats a les taules següents, sempre que estigui en el costat de la seguretat respecte els valors de càlculs utilitzats: $C_D=1,8$ en el tauler i $2,2$ als pilars; $C_t=1$ i $C_r=1,04$.

TABLA 3 - VALOR DEL EMPUJE SEGÚN LA ALTURA MÁXIMA DE PILAS PARA $H_{max} \leq 10$ m

Tipo de entorno (*)	Empuje sobre el tablero (kN/m ²)		Empuje sobre pilas (kN/m ²)	
	$v_{ref} = 24$ m/s	$v_{ref} = 28$ m/s	$v_{ref} = 24$ m/s	$v_{ref} = 28$ m/s
I	1,94	2,64	2,37	3,22
II	1,66	2,25	2,03	2,76
III	1,25	1,71	1,54	2,08
IV	0,85	1,17	1,05	1,42

(*) Los tipos de entorno de los puentes son los definidos en el apartado 3.2.3.2.1 b) de la presente Instrucción.

TABLA 4 - VALOR DEL EMPUJE SEGÚN LA ALTURA MÁXIMA DE PILAS PARA $H_{max} = 20$ m

Tipo de entorno (*)	Empuje sobre el tablero		Empuje sobre pilas	
	$v_{ref} = 24$ m/s	$v_{ref} = 28$ m/s	$v_{ref} = 24$ m/s	$v_{ref} = 28$ m/s
I	2,25	3,05	2,43	3,30
II	1,97	2,68	2,11	2,87
III	1,60	2,17	1,72	2,35
IV	1,21	1,65	1,41	1,92

(*) Los tipos de entorno de los puentes son los definidos en el apartado 3.2.3.2.1 b) de la presente Instrucción.

Taules 5 i 6

No serà necessari tenir en compte l'empenta vertical.

9. Efectes aeroelàstics

No es tenen en compte els efectes de les vibracions de l'estructura.

No cal comprovar les condicions de seguretat front divergència torsional en aquells ponts que compleixin les següents condicions:

- Llum menor de dos cents metres (<200 m.) o cent metres (<100 m.), respectivament.
- Freqüència fonamental de torsió (en Hz) major de $50/\sqrt{m}$, sent m la massa per unitat de longitud de l'estructura expressada en kg/m.

-
$$\frac{1,5 \cdot f_r}{V_c} \sqrt{\left\{ \frac{m \cdot r}{\rho \cdot B} \right\}} \geq 1 \quad (7)$$

On f_r és la freqüència fonamental de torsió, m la massa per unitat de longitud del tauler, r el seu radi de gir màssic, B la seva amplada, ρ la massa específica de l'aire i V_c la velocitat de càlcul.

Les freqüències de vibració es poden prendre mètodes aproximats amb la freqüència fonamental de flexió i de torsió.

- NEU

S'aplicarà una sobrecàrrega de neu a totes aquelles superfícies del tauler sobre les que no s'ha considerat la primera sobrecàrrega d'ús definida com a càrrega vertical.

A continuació, s'explica el càlcul de la sobrecàrrega de la neu per a ponts situats a altituds inferiors a dos mil metres (<2000 m.) i per a ponts no situats en llocs coneguts per les seves condicions extremes de vent o neu.

1. Sobrecàrrega de neu sobre un terreny horitzontal

Per al càlcul de la sobrecàrrega de neu sobre un terreny horitzontal, només cal fer ús del següent mapa i taula, d'on s'extreuen els valors característics per al seu càlcul.



FIGURA 6 - MAPA PARA LA DETERMINACIÓN DE LA SOBRECARGA DE NIEVE
 "Notas para una climatología de la nieve y bases para un estudio de la cobertura nevosa invernal en España" Instituto Nacional de Meteorología (1984).

Figura 2

TABLA 5 - VALOR CARACTERÍSTICO DE LA SOBRECARGA DE NIEVE
 SOBRE UN TERRENO HORIZONTAL (s_e en kN/m²) ⁽¹⁾

Altitud (m)	Zona I Norte-Atlántica	Zona II Norte-Mediterránea e Islas Baleares	Zona III Sur-Peninsular, Ceuta y Melilla	Zona IV Penibética e Islas Canarias
2000	7,4	6,2	4,8	4,8
1900	6,3	5,5	4,1	4,1
1800	5,3	5,0	3,5	3,5
1700	4,5	4,5	3,0	3,0
1600	3,8	4,0	2,6	2,6
1500	3,2	3,6	2,2	2,2
1400	2,2	2,6	1,6	1,6
1300	1,9	2,4	1,4	1,4
1200	1,8	2,1	1,2	1,2
1100	1,6	1,9	1,0	1,0
1000	1,1	1,7	0,9	0,9
900	0,7	1,1	0,6	0,4*
800	0,6	1,0	0,5	0,4*
700	0,5	0,7	0,4*	0,4*
600	0,4*	0,6	0,4*	0,4*
500	0,4*	0,6	0,4*	0,4*
400	0,4*	0,5	0,4*	0,4*
0-200	0,4*	0,4*	0,4*	0,4*

* Valor mínimo de la sobrecarga de nieve característica.

Taula 7

2. Sobrecàrrega de neu sobre superfícies de taulers

El valor característic de la sobrecàrrega de neu sobre superfícies de taulers es defineix, a partir de la següent expressió:

$$q = 0,8 \cdot s_k \quad (8)$$

Sent s_k la sobrecàrrega característica de neu sobre un terreny horitzontal, veure la taula anterior (taula 7).

3. Pes específic de la neu

El pes específic de la neu sol ser variable, ja que sol augmentar amb el temps transcorregut des del començament de la nevada, depenent de la zona i l'altitud, en funció d'aquesta, els valors a adoptar son els següents:

TABLA 6 - PESO ESPECÍFICO MEDIO DE LA NIEVE EN FUNCIÓN DE LA ALTITUD ⁽¹⁾

H: Altitud (m)	γ (kN/m ³)
2000 \geq H \geq 1500	3,3
1500 > H \geq 1000	2,7
1000 > H \geq 800	2,0
H < 800	1,5

Taula 8

- ACCIONS TÈRMiques

En el cas que es considerin aquestes accions es tindria en compte tant la variació uniforme de temperatura que pateix l'element, degut al canvi de temperatura ambient de l'emplaçament on es troba situada, com les variacions dels gradients tèrmics en les seccions transversals.

Per al càlcul dels efectes d'aquestes accions, s'han de considerar els coeficients de dilatació tèrmica de cada un dels materials utilitzats.

El mètode i els passos a seguir son molt semblants al càlcul de les accions causades pel vent sobre l'estructura, ja que implica l'ús de diagrames, taules i fórmules.

- SOBRECÀRREGA CAUSADA PER L'ACCIÓ DE L'AIGUA

En el cas que el pont a dissenyar es trobés submergit, s'hauria de considerar l'acció hidrostàtica.

L'empenta causada per les corrents d'aigua i arrossegaments es calcula mitjançant la següent equació:

$$E = 1/2 \rho C_d A V^2 \quad (9)$$

On E és l'empenta total, en N; ρ és la massa específic de l'aigua (1000 kg/m³); C_d és el coeficient d'arrossegament de la secció que l'empenta dels corrents; A és l'àrea de la superfície de l'element projectat sobre un pla perpendicular al corrent (m²); i V és la velocitat del corrent (m/s).

- SOBRECÀRREGUES EN SITUACIONS TRANSITÒRIES

En situacions transitòries com son la construcció o el manteniment de l'estructura, es tindran en compte les accions de sobrecàrregues degudes als equips, maquinària, materials, etc...

2.3.4.

ACCIONS ACCIDENTALS

Les accions accidentals son aquelles que poden actuar sobre l'estructura durant un curt període de temps però les conseqüències de les quals poden ser considerables.

· IMPACTES

Hi ha diversos tipus d'impactes en funció de l'element que xoca contra l'element estructural, que son:

- Impacte de vehicles contra un element estructural del pont.
- Impacte lateral contra sistemes de contenció de vehicles.
- Impacte d'embarcacions (en el cas que el pont creuin cursos d'aigua navegables).

Cada impacte té un determinat efecte sobre l'estructura en forma de càrrega estàtica amb certa magnitud i a certa distància de la superfície de la pavimentació.

· ACCIONS SÍSMIQUES

Les accions sísmiques en ponts es consideraran només quan el valor de l'acceleració de càlcul sigui superior o igual a sis centèsimes de la gravetat g ($\geq 0,06g$).

Alguns dels conceptes importants de les accions sísmiques son l'acceleració sísmica bàsica i l'espectre de càlcul amb les seves components horitzontals i verticals.

El mètode i els passos a seguir son molt semblants al càlcul de les accions causades pel vent i per les accions tèrmiques sobre l'estructura, ja que implica l'ús de diagrames, taules i fórmules.

Per aquest tipus de càlcul d'accions, disposem de quatre mètodes:

- Anàlisis no lineal en el temps.
- Anàlisis per espectres de potencia.
- Anàlisis espectral amb superposició modal.
- Anàlisis simplificat mitjançant sistemes d'un grau de llibertat.

Ara bé, només aquest últim ens pot ser útil per obtenir les accions sísmiques en forma de forces (càrregues estàtiques), i només quan el comportament dinàmic de l'estructura pugui ser suficientment aproximat mitjançant un model dinàmic d'un grau de llibertat.

En funció de les característiques del pont, el mètode que s'haurà d'aplicar utilitzant un dels tres models simplificats son:

- Model de tauler rígid.
- Model de tauler flexible.
- Model de pilar aïllat.

2.4. VALORS REPRESENTATIUS DE LES ACCIONS

El valor representatiu de les accions és el valor que s'utilitzen per a la verificació dels estats límits. Una acció podrà tenir perfectament, fins a cinc valors diferents en funció del tipus d'acció.

ACCIONS PERMANENTS

Per a les accions permanents només es considerarà un únic valor, que coincideix amb el valor característic G_k .

ACCIONS PERMANENTS DE VALOR NO CONSTANT

En el cas de les accions originades per pre-sol·licitacions com el pretensat, es prendrà un únic valor representatiu, coincident amb el valor característic $P_{k,t}$, corresponent a l'instant "t" en el que es realitza la comprovació.

En el cas de les accions degudes al terreny, s'hauran de tenir en compte les accions sobre els elements de l'estructura, com son el pes del terreny situat damunt l'element de l'estructura, de valor representatiu únic que coincideix amb el característic, i l'empenta del terreny, amb valor representatiu esmentat amb anterioritat; i les accions corresponents als moviments de terreny o assentaments.

ACCIONS VARIABLES

Cada una de les accions variables, excepte el tren de càrrega per fatiga que tindrà un únic valor representatiu coincident amb el valor característic, es podrà considerar amb els següents valors representatius:

- Valor característic, Q_k : Serà el valor de l'acció quan aquesta actuï aïlladament.
- Valor de combinació, $\Psi_0 \cdot Q_k$: Serà el valor de l'acció quan actuï amb alguna altre acció variable.
- Valor freqüent, $\Psi_1 \cdot Q_k$: Serà el valor de l'acció que sigui sobrepassat durant un curt període de duració respecte a la vida útil del pont (5% del temps).

- Valor quasi-permanent, $\Psi_2 \cdot Q_k$: Serà el valor de l'acció que sigui sobrepassat durant una gran part de la vida útil del pont (més del 50%) o bé, el valor mig.

Els valors dels coeficients Ψ son:

Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
0,60	0,50	0,20

Taula 9

ACCIONS ACCIDENTALS

Per a les accions accidentals es considerarà un únic valor representatiu que coincideix amb el valor característic A_k .

2.5. VALORS DE CÀLCUL DE LES ACCIONS

Els valors de càlcul de les accions seran els valors obtinguts aplicant el corresponent coeficient parcial de seguretat γ_F , als valors representatius de les accions definides a l'apartat anterior.

ESTATS LÍMITS ÚLTIMS (E.L.U.)

Pels coeficients parcials de seguretat, s'adoptaran els valors bàsics recollits a la següent taula, excepte per l'acció del tren de càrrega per fatiga.

TIPO DE ACCIÓN		SITUACIONES PERSISTENTES Y TRANSITORIAS		SITUACIONES ACCIDENTALES	
		Efecto Favorable	Efecto Desfavorable	Efecto Favorable	Efecto Desfavorable
PERMANENTE (1),(2)		$\gamma_G = 1,0$	$\gamma_G = 1,35$	$\gamma_G = 1,0$	$\gamma_G = 1,0$
PERMANENTE DE VALOR NO CONSTANTE	Pretensado P ₁ (3)	$\gamma_{G^*} = 1,0^{(*)}$	$\gamma_{G^*} = 1,0^{(*)}$	$\gamma_{G^*} = 1,0^{(*)}$	$\gamma_{G^*} = 1,0^{(*)}$
	Pretensado P ₂ (4)	$\gamma_{G^*} = 1,0$	$\gamma_{G^*} = 1,35$	$\gamma_{G^*} = 1,0$	$\gamma_{G^*} = 1,0$
	Otra presolicitación	$\gamma_{G^*} = 0,95$	$\gamma_{G^*} = 1,05$	$\gamma_{G^*} = 1,0$	$\gamma_{G^*} = 1,0$
	Reológica	$\gamma_{G^*} = 1,0$	$\gamma_{G^*} = 1,35$	$\gamma_{G^*} = 1,0$	$\gamma_{G^*} = 1,0$
	Acción del terreno	$\gamma_{G^*} = 1,0$	$\gamma_{G^*} = 1,50$	$\gamma_{G^*} = 1,0$	$\gamma_{G^*} = 1,0$
VARIABLE		$\gamma_Q = 0$	$\gamma_Q = 1,50$	$\gamma_Q = 0,0$	$\gamma_Q = 1,0$
ACCIDENTAL		---	---	$\gamma_A = 1,0$	$\gamma_A = 1,0$

^(*) Los valores γ_{G^*} para la acción del pretensado P1 serán los definidos en la vigente "Instrucción para el proyecto y ejecución de obras de hormigón pretensado (EP-93)" o normativa que la sustituya.

Taula 10

ESTATS LÍMITS DE SERVEI (E.L.S.)

Pels coeficients parcials de seguretat, s'adoptaran els valors recollits a la següent taula:

TIPO DE ACCIÓN		SITUACIONES PERSISTENTES Y TRANSITORIAS	
		Efecto Favorable	Efecto Desfavorable
PERMANENTE		$\gamma_G = 1,0$	$\gamma_G = 1,0$
PERMANENTE DE VALOR NO CONSTANTE	Pretensado P ₁ Armaduras postesas	$\gamma_{G^*} = 0,9(*)$	$\gamma_{G^*} = 1,1(*)$
	Pretensado P ₁ Armaduras pretesas	$\gamma_{G^*} = 0,95(*)$	$\gamma_{G^*} = 1,05(*)$
	Pretensado P ₂	$\gamma_{G^*} = 1,0$	$\gamma_{G^*} = 1,0$
	Otra presolicitación	$\gamma_{G^*} = 1,0$	$\gamma_{G^*} = 1,0$
	Reológica	$\gamma_{G^*} = 1,0$	$\gamma_{G^*} = 1,0$
	Acción del terreno	$\gamma_{G^*} = 1,0$	$\gamma_{G^*} = 1,0$
VARIABLE		$\gamma_Q = 0$	$\gamma_Q = 1,0$

Taula 11

2.6. COMBINACIÓ D'ACCIONS

Les hipòtesis de càrrega a considerar es formaran combinant els valors de càlcul de les accions, les quals poden actuar simultàniament.

2.6.1. ESTATS LÍMITS ÚLTIMS (E.L.U.)

· SITUACIONES PERSISTENTES O TRANSITÒRIES

Les comprovacions de les diferents accions considerades en aquestes situacions, excepte en ELU de fatiga, es realitzaran d'acord amb:

$$S = G_{k,i} + \Psi_{0,1} \sum Q_{k,1}$$

On $G_{k,i}$ és el valor representatiu de cada acció permanent; $G^*_{k,i}$ és el valor representatiu de cada acció permanent de valor no constant; $Q_{k,1}$ és el valor característic de l'acció variable dominant; i $\Psi_{0,1}$ i $Q_{k,1}$ son els valors de combinació de les accions variables concomitants amb l'acció variable dominant.

· SITUACIONES ACCIDENTALS

Es distingiran dos tipus de situacions accidentals:

- Les situacions accidentals provocades per xocs de vehicles, vaixells,

etc... contra diferents elements del pont.
 - Les situacions provocades per l'acció sísmica.

1. Situacions accidentals sense sisme.

Les combinacions d'accions que actuaran es realitzaran mitjançant:

$$\sum_{i \geq 1} \gamma_{G,i} \cdot G_{k,i} + \sum_{j \geq 1} \gamma_{G \cdot j} \cdot G_{k,j} + \gamma_{Q,1} \cdot \Psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{l \geq 1} \gamma_{Q,l} \cdot \Psi_{2,l} \cdot Q_{k,l} + \gamma_A \cdot A_k \quad (11)$$

On $\Psi_{1,1} Q_{k,i}$ és el valor freqüent de l'acció variable dominant, $\Psi_{2,1} Q_{k,i}$ son els valors quasi-permanents de les accions variables concomitants amb l'acció variable dominant i l'acció accidental, i A_k és el valor característic de l'acció accidental.

2. Situacions accidentals amb sisme.

En el cas de situacions accidentals amb sisme, les combinacions d'accions presents es realitzaran mitjançant:

$$\sum_{i \geq 1} \gamma_{G,i} G_{k,i} + \sum_{j \geq 1} \gamma_{G \cdot j} \cdot G_{k,j} + \gamma_{Q,1} \cdot \Psi_{2,1} \cdot Q_{k,1} + \gamma_A A_{E,k} \quad (12)$$

On $\Psi_{2,1} Q_{k,i}$ és el valor quasi-permanent de l'acció relativa a la sobrecàrrega d'ús (no es necessari considerar en els ponts de baixa o mitja intensitat de tràfic); i $A_{E,k}$ és el valor característic de l'acció sísmica.

· FATIGA

La verificació del E.L.U. de fatiga es realitzarà amb les normes de materials corresponents degut a la seva dependència.

2.6.2. *ESTATS LÍMITS DE SERVEI (E.L.S.)*

Per a aquests estats límits només es tindran en compte les situacions persistents i transitòries, deixant de costat les situacions accidentals.

Les combinacions de les diverses accions a considerar en aquestes situacions es realitzaran mitjançant:

- Combinació característica (poc probable):

$$\sum_{i \geq 1} \gamma_{G,i} G_{k,i} + \sum_{j \geq 1} \gamma_{G \cdot j} \cdot G_{k,j} + \gamma_{Q,1} \cdot \Psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{l \geq 1} \gamma_{Q,l} \cdot \Psi_{2,l} \cdot Q_{k,l} + \gamma_A \cdot A_k \quad (13)$$

- Combinació freqüent:

$$\sum_{i \geq 1} \gamma_{G,i} G_{k,i} + \sum_{j \geq 1} \gamma_{G \cdot j} \cdot G_{k,j} + \gamma_{Q,1} \cdot \Psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{l \geq 1} \gamma_{Q,l} \cdot \Psi_{2,l} \cdot Q_{k,l} + \gamma_A \cdot A_k \quad (14)$$

- Combinació quasi-permanent:

$$\sum_{i \geq 1} \gamma_{G,i} G_{k,i} + \sum_{j \geq 1} \gamma_{G \cdot j} \cdot G_{k,j} + \gamma_{Q,1} \cdot \Psi_{2,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{l \geq 1} \gamma_{Q,l} \cdot \Psi_{2,l} \cdot Q_{k,l} + \gamma_A \cdot A_k \quad (15)$$

2.7. PROVES DE CÀRREGA

Abans de que el pont sigui posat en servei, aquest haurà de ser sotmès a proves de càrrega per garantir el correcte funcionament.

Aquestes proves de càrregues poden ser estàtiques, les quals son obligatòries, o dinàmiques, les quals seran necessàries en aquelles estructures en les que sigui necessari verificar que les vibracions no produeixen efectes negatius en la funcionalitat de l'obra.

CAPÍTOL 3: EXEMPLES DE PONTS DE FORMIGÓ PRETENSAT

3.1. Pont de formigó pretensat a la vall de Rombach

Pont de formigó pretensat a la vall de Rombach, a prop de Kassel per una nova línia de ferrocarril d'alta velocitat:

Està en construcció a Alemanya Oriental un sistema de ferrocarrils per comunicar la totalitat del seu territori. Aquesta operació avarca la millora del sistema existent i la construcció de dos nous trams. Entre les novetats més importants d'aquest nou sistema destaca el pont ja construït entre les estacions de Kassel i Fluda en el tram Hannover-Wurzburg, que travessa la vall de Rombach amb una altura màxima de casi 100m i una longitud una mica inferior al 1000m.

Aquesta obre, rellevant per les seves dimensions, especialment en relació amb la forta carga transmesa per la doble via ferroviària, es molt interessant des de el punt de vista de l'enginyer ja que introdueix solucions estàtiques i tecnològicament innovadores que es tradueixen en avantatges d'estabilitat, seguretat i econòmiques.

Esquema estàtic i característiques geomètriques:

El projecte original del pont contemplava llargues bigues simplement subjectades, de 58 m de longitud, d'acord amb les prescripcions alemanyes de 1982. Les bigues simplement subjectades facilitaven les operacions de manteniment i recanvi en cas que fos necessari. Tot i això a causa de les grans

cargues horitzontals i verticals en joc com la sensibilitat de l'estructura als assentaments diferencials de les piles, va ser necessari adoptar algunes mesures per salvar els problemes originats per aquest particular esquema estàtic.

Amb aquest motiu es va construir un portal, amb dos braços inclinats, aproximadament en el centre del pont, per absorbir, preferentment en compressió, les forces horitzontals transmeses pel taulell del pont amb bigues longitudinalment subjectades. Aquest acoblament va constituir una autèntica cadena cinemàtica que va fer menys sensible la estructura als assentaments diferencials.

El taulell del pont es desenvolupa plani mètricament en corba amb un radi de 6000 m. i altimètricament amb una pendent del 12,2‰. Cada un dels seus disset trams simplement subjectats, de 56 m de llum, tenen una estructura consistent en una biga calaix pretensada en forma total i transversalment en forma parcial. Els cables del pretensat són del sistema VSL.

La secció transversal de la biga té una altura constant de 5,3 m i un ample de 6 m i 13,5 m; verticalment té parets inclinades d'un espessor constant de 0,7 m, mentre que les soleres superior e inferior tenen un espessor variable amb un mínim de 0,3 m. Cada tram s'assenta sobre quatre suports de cautxú reforçat, desplaçables en sentit longitudinal i alternativament bloquejats en sentit transversal. Cada suport té una capacitat màxima de carga de 13,5 MN (138t) i de carga horitzontal de 1,3 MN (13t). El corriment màxim permès en l'estrep es de 0,38 m.

L'estructura A en forma de portal, elements que la caracteritzen des de el punt de vista arquitectònic, constitueix el suport fixa de la totalitat del taulell en el sentit longitudinal. Els membres que la componen són capaços d'absorbir una força horitzontal de 17,75 MN (181t) sense deformació apreciable.

S'ha establert que el acoblament longitudinal dels trams en sèrie permet transmetre les forces horitzontals al centre del la estructura A. De no ser així, la acció del vent, de la força centrífuga i assentament de les piles, donaria lloc a inclinacions que sobrepassarien del 1% admissible i a la producció de tensions intolerables en el taulell.

Per millorar la transferència d'esforç de compressió horitzontal, l'acoblament central porta 4 suports de cautxú reforçat, amb base de 0,9 m, ubicats en correspondència del baricentre de la secció transversal. Per mostrar els esforços de tracció es van ubicar tres cables en cada una de les dos ànimes verticals. Aquests cables formats per 57 fils de 7 mm de diàmetre cada un, utilitzen el sistema d'encolatge BBRV i van ser especialment estudiats per aquest tipus d'operació. Aquests es desplacen dintre una baina de polietilè en un tub empotrat en el formigó.

Els esforços horitzontals que es desenvolupen en el sentit transversal, degut a la curvatura de l'eix longitudinal del pont, són transmesos, en canvi, a un suport de secció H localitzat en el intradós de la solera.

Les piles amb una altura compresa entre 16 i 86,4 m son de secció rectangular buida, per permetre la inspecció directe, el manteniment i eventualment el transport de materials fins el taulell. La seva secció transversal en la base es de 7,5 x 3,5 m disminuint linealment amb la altura. Les parets son d'un espessor constant de 50 cm tenint una inclinació respecte a la vertical de 1:80. Les dos piles inclinades de l'estructura A són de secció uniforme i lleugerament corbades amb un radi de 250m.

Finalment la protecció acústica de l'ambient, en relació amb els sorolls que origina el trànsit de trens, s'aconsegueix mitjançant una barrera aixecada entre ambdós costats del taulell, formada per element prefabricats de formigó armat de 1,7m d'altura.

Procediment constructiu:

Les piles verticals van ser construïdes utilitzant encofrats lliscants avançant el formigonat de les mateixes en 5 m d'altura cada dos dies i mig de feina. Les piles inclinades van ser executades amb el tècnic d'avanç en voladís, estant balancejada la pila en construcció per tendons subjectats als parells de piles adjacents; un sistema de cofres auto sustentats per quatre bigues metàl·liques reticulades va permetre la construcció de 3,3 m de llarg cada 3 dies.

Un sistema innovador va ser desenvolupat per construir el taulell, basat en la tècnica usual d'encofrat mòbil en voladís. A diferencia en aquest cas en que no tot l'estructura de llançament és metàl·lica, ja que es compon en la seva major part per elements de formigó parcialment pretensats que van ser trets al completar la feina.

Aquesta solució ha provat ser més ràpida i econòmica tenint en compte els costos de la seva estructuració, transport al lloc de feia, armat i manteniment, i considerant, a mes a mes que la estructura metàl·lica no pot utilitzar-ne mes de tres cops, en general.

Una altre virtut d'aquest nou sistema d'encofrat es la seva major rígides comparat amb el seu equivalent metàl·lic, el que es tradueix en deflexions molt reduïdes i vibracions de petita amplitud.

El sistema de cofre lliscant compren: dos trams de bigues de formigó pretensat de 78 m de llarg, amb forma de Z 20 dels quals queden en voladís formant el cofre de la biga calaix i una biga reticulada estructural d'acer, de 27 m de longitud, com a contrapès.

Cada tram de 58 m va ser construït en tres setmanes.

La totalitat de les obres es van fer en un espai de temps de 3 anys havent-ne utilitzat les següents quantitats de materials: formigó 48,25 m³; armadura comú 5,155t i armadura de pretensat 820t.

El projecte general de les estructures correspon al Departament d'Enginyeria dels Ferrocarrils del Estat Alemany. El projecte final va ser elaborat per la firma d'Enginyeria Krebs i Keifer i el sistema de motlles lliscants per la firma d'enginyeria Harries i Kinkel.

3.2. Pont de formigó pretensat per voladissos successius.

Pont de formigó pretensat, sobre el riu Columbia, utilitzant el mètode de construcció per voladissos successius.

Recentment va finalitzar la construcció del pont sobre el riu Columbia que uneix les ciutats de Portland (Oregon) i Vancouver (Washington).

El pont va ser construït per dovelles utilitzant les tècniques del formigó colat al lloc i de prefabricació.

Te doble taulell, cada un de 20,75 m d'ample, amb quatre carrils de trànsit. Entre els dos taulells hi ha una espai per a vianants i bicicletes de 2,75 m d'ample.

El riu Columbia es divideix en dos braços degut a la presència d'una illa deshabitada. Entre Oregon i la illa, en el braç sud del riu, s'entenen els dos trams paral·lels de pont de 951 m de longitud, construït amb el seu taulell pròxim a la superfície del riu, per facilitar el pas d'avions al pròxim Aeroport Internacional de Portland.

Amb un camí de 335 m de longitud es travessa l'illa i després s'inicia l'estructura d'un pont similar, que travessa el braç nord del riu, més elevat per permetre la navegació a la costa de Washington. Els dos trams paral·lels d'aquesta última estructura de 271 m de llargada deixen en la seva llum principal un gàlib lliure per la navegació de 44 m d'altura i 145 d'ample.

Les dovelles, per al tram més important de 182,9 m de llum central i els adjacents de 146,3 m de llum, van ser formigonats al mateix lloc. Per els 13 trams que queden amb llums de 73-109 m es van prefabricar amb anterioritat.

Les 26 piles que suporten el pont arriben a altures de fins a 51 m sobre l'aigua i fins a 30 m per sota. En aquesta construcció es van utilitzar 122400 m³ de formigó i 103630 m de taulells d'acer, a més a més de varies tones d'acer per a reforços.

La difícil operació de construir la base d'aquestes piles, inclou el buidat de 8563 m³ de formigó per el mètode de "tremie" i de 7416 m³ en forma convencional. El formigonat es va realitzar en una sola operació amb la utilització d'una planta flotant elaborada de formigó capaç de produir 1530 m³ de formigó i sobre la seva coberta s'han instal·lat dos bombes Thomsen, per al transport i col·locació del formigó.

Per als trams del pont sobre costat de Washington, el contractista fent servir una bastida especial, va formigonar in situ trams de la biga calaix de fins a 21,65 m de longitud. Un cop formigonats dos trams simètrics, es van ubicar las primeres dovelles en la seva posició correcte i es va fixar l'estructura en voladís, mitjançant cables de pretensat.

La construcció per elements pretensat redueix significativament el nombre de bastides respecte a la construcció contínua.

A 8 km sota l'ubicació del pont, es va instal·lar la fabricació de les 500 dovelles prefabricades que es van utilitzar en els trams que quedaven el pont.

El formigó elaborat en una planta especial era transportat en camions i col·locat mitjançant una bomba schwing muntada sobre un tràiler.

L'armadura necessària per cada dovella es confecciona en una sola peça. Un cop el formigó s'enduria es traslladava fins una zona segura fins al moment del seu nou trasllat i col·locació.

Per a evitar esforços perjudicials durant el transport, es van ubicar barres diagonals pretensades entre les ànimes laterals i la central.

La erecció de cadascuna d'elles es va realitzar mitjançant dos barres amb una capacitat d'elevació de 90 t cadascuna.

El pont sobre el Riu Columbia, es el primer en els EE UU que utilitza anclatjes passius i una seqüència de pretensat longitudinal que depèn de la resistència dels elements en voladís.