

Promotor

Ajuntament de Barcelona

Document Març 2014

INFORME

13386informe04

Expedient 13386

Esplanada dels Museus

1 Introducció

Els pavellons firals Palau d'Alfons XIII i Palau de Maria Eugènia, coneguts també en l'actualitat com a pavellons 6 i 7, respectivament, van ser dissenyats per l'arquitecte Josep Puig i Cadafalch. La seva construcció finalitzà l'any 1922. Situats a cada costat de la plaça Joan Puig i Cadafalch i plaça de les Cascades (Barcelona), mantenen una disposició gairebé simètrica. Ambdós estan compostats per dos rectangles juxtaposats, desplaçats en sentit est-oest. S'organitzen a partir d'una retícula de dimensions aproximades 10,6m per 11,9m en el cas del palau 6, i de 11,6m per 10,3m en el del Palau 7, dins la qual se situen alineats els pilars. La diferència de mides entre un i altre pavelló és deguda al fet que en el palau 7 existeixen més junts de dilatació que en els seu homòleg, fet que comporta el desdoblament de pilars i, en conseqüència, la reducció de les mides de les crugies si es vol mantenir unes dimensions totals similars.

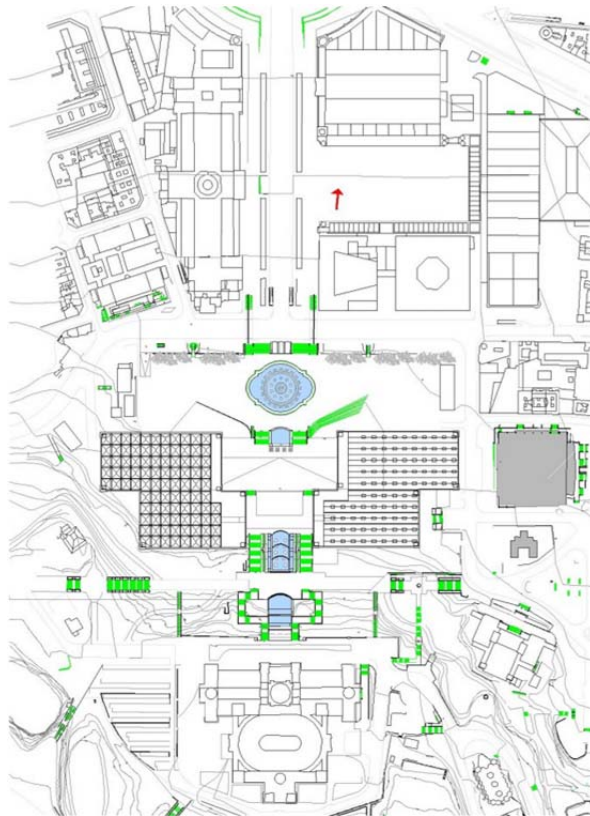


Figura 1. Plànol de situació. A l'esquerra, el palau Victòria Eugènia; a la dreta, el palau Alfons XIII.

L'informe es desenvolupa en dues vessants: per una part, la realització d'una anàlisi qualitativa de l'estructura dels dos edificis a partir de les inspeccions visuals, per tal d'identificar patologies o indicis de possibles disfuncions estructurals; i per altra, la comprovació dels principals elements estructurals prenent com a referència la normativa actual. En la primera d'ambdues s'inclouran les observacions relacionades amb el seu estat de conservació i, en general, qualssevol anomalia que apunti cap algun defecte de l'estructura (deformacions excessives, trencaments d'elements constructius a causa d'una falla de l'estructura, etc...). En la segona, es procedirà a la comprovació de resistència dels elements estructurals. S'ha elaborat els models dels elements principals a partir de les dades que figuren en la documentació proporcionada, conjuntament amb les que s'han obtingut d'una campanya de cales de prospecció (informe IE.2014/214 BOMA INPASA SL).

2.2 Palau de Victòria Eugènia (palau 7).

Està situat al costat oest de l'eix de l'Avinguda Maria Cristina. La seva construcció finalitzà, al igual que el palau 6, el 1922. El nombre i disposició de crugies coincideix amb les del palau 6. També desenvolupa el seu programa en planta baixa a diferents nivells, però no existeix una relació de simetria respecte l'altre Palau. La disposició dels espais servidors, que en el pavelló 6 es col·locaven el la primera i última crugia, en aquest cas no segueixen un patró. En les crugies adjacents a les façanes principals (a l'esquerra de la figura 17) s'hi ha situat els espais compartimentats amb murs, encara que en el cos que està enretirat s'estén a les següents crugies. En el costat oposat, fins i tot s'hi troba un cos col·locat a l'exterior entre les dues parts adossades, on s'hi ubiquen uns espais amb instal·lacions.

L'estructura està construïda tota ella amb formigó armat. Cada pilar de les crugies interiors es ramifica en quatre braços que proporcionen uns punts de suport addicionals a un sistema ortogonal de bigues, reduint així la seva llum. Aquest conjunt de bigues de cantell forma la base d'uns elements tronc-piramidals de formigó armat, els quals apareixen en l'exterior com a cobertes a quatre aigües revestides amb teula àrab (figura 19). Aquests elements es trunquen i es converteixen en lluernaris.

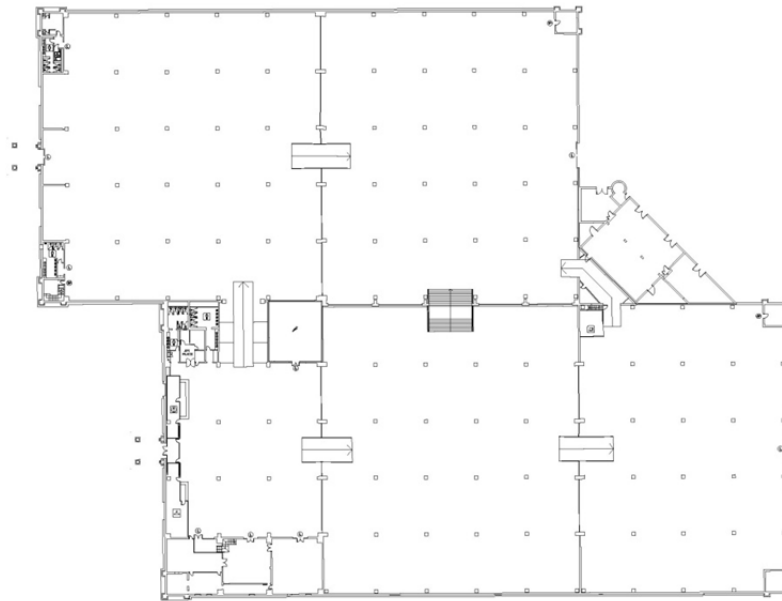


Figura 17 Planta baixa del palau Victòria Eugènia

L'estructura tronc-piramidal és semblant a un forjat reticular. La componen una sèrie de nervis: els que estan disposats en la direcció de màxim pendent tenen un ample d'uns 20 cm, mentre que els horitzontals tenen un ample variable. La separació entre ells no és constant, de 65 a 80cm. En les arestes s'hi troben bigues planes. La capa de compressió, segons es va investigar per mitjà d'un trepant en el transcurs de la campanya de cales, és de 5 a 6cm de gruix.

Les cobertes inclinades aparenten un estat de conservació força bo; sembla però que existeixen algunes goteres, possiblement degut a alguna junta en els canalons que recullen les aigües. No es pot dir el mateix de la coberta plana que es troba en el costat de la Plaça Josep Puig i Cadafalch i Plaça de les Cascades (figura 15): presenta un aspecte envellit i requereix un manteniment constant.



Figura 18 Vista general interior.



Figura 19



Figura 20



Figura 21 Pilar octogonal

La figura 21 representa una de les cales efectuada en un pilar. Presenta una planta octogonal; cada cara és de 20cm de longitud (aproximadament 50cm de diàmetre). Disposa de 8 barres Ø16 de ferro llis i estreps de Ø8. El recobriment de les armadures és d'uns 6cm



Figures 22 i 23

Les bigues principals, de 40cmx60cm, estan constituïdes per dues caixes d'armat separades. Les armadures inferiors són dues barres llises de Ø12 d'acer (figura 22) i un estrep de diàmetre Ø8 cada 22cm. les barres es troben lleugerament oxidades. El fet que no existeixi estrep que envolti tota la peça facilita l'aparició, sovint, d'una fissura longitudinal en el bell mig de les bigues. S'ha detectat l'existència de peces de fusta d'important dimensió en l'interior de la biga (figura 23).



Figura 24

Els fonaments dels pilars centrals (figura 24) està constituït per sabates aïllades de formigó en massa, de planta circular. El diàmetre de la sabata és de 1.40m, aproximadament. En la cala oberta s'ha descobert un paviment de formigó de 20cm, recolzat directament en el terreny. La cara superior de la sabata es troba a 30cm de fondària. La sabata recolza a una profunditat de 1,10m respecte la cota de paviment.



Figura 25

El fonament del mur perimetral (figura 25) és una sabata correguda de formigó en massa, recolzada a una profunditat de 0,90m, aproximadament, respecte la cota de paviment. Sobresurt de la vertical del mur uns 10-15cm; per tant, l'amplada del fonament s'estima en uns 70cm.

2.3 Consideracions sobre els fonaments i el terreny

És convenient considerar la informació de què es disposa sobre les característiques del terreny per poder valorar la situació dels fonaments. Per això, es compta amb un estudi geotècnic d'abast important. Es tracta de l'estudi elaborat per Adolfo Pérez Albéniz, amb número de referència TM-03399.1, que es va encarregar per a la continuació de la línia L2 de metro.

2.3.1 Descripció del terreny

En la figura 27 es pot apreciar l'estratigrafia de la zona, la qual està constituïda per:

- Unitat de reblerts antròpics R_a , amb una potència variable, de 0 fins a 3,0 m
- Unitat Q_{al} , constituïda per llims i argiles de color marró. Arriba fins a una fondària de 15 a 20m. Els paràmetres que s'associen a aquest terreny són els següents:

Densitat $\gamma=21 \text{ KN/m}^3$; Cohesió efectiva $c'=50 \text{ kPa}$; $\phi'=20^\circ$; $C_u=70 \text{ kPa}$; $E=30 \text{ Mpa}$

S'ha de fer notar, no obstant, que els assaig de laboratori efectuats en els sondejos propers a la zona d'actuació indiquen valors de resistència més moderats:

Sondeig L2-17 $c=0,06 \text{ Kg/cm}^2$; $\phi=16,06^\circ$

Sondeig L2-18 $c=0,0 \text{ Kg/cm}^2$; $\phi=20,53^\circ$

Sondeig L2-19 $c=0,01 \text{ Kg/cm}^2$; $\phi=22,61^\circ$

Sondeig L2-21 assaig de compressió simple $Sc=6,42 \text{ kg/cm}^2$.

- Per sota d'aquesta capa apareix un material més sorrenc.

Segons les cales efectuades, es pot reconèixer el terreny en el què recolzen els fonaments dels edificis en la unitat de llims i argiles.

En l'estudi no hi figuren conclusions sobre la càrrega de trencament del terreny.



Figura 26 Situació i denominació dels sondeigs.

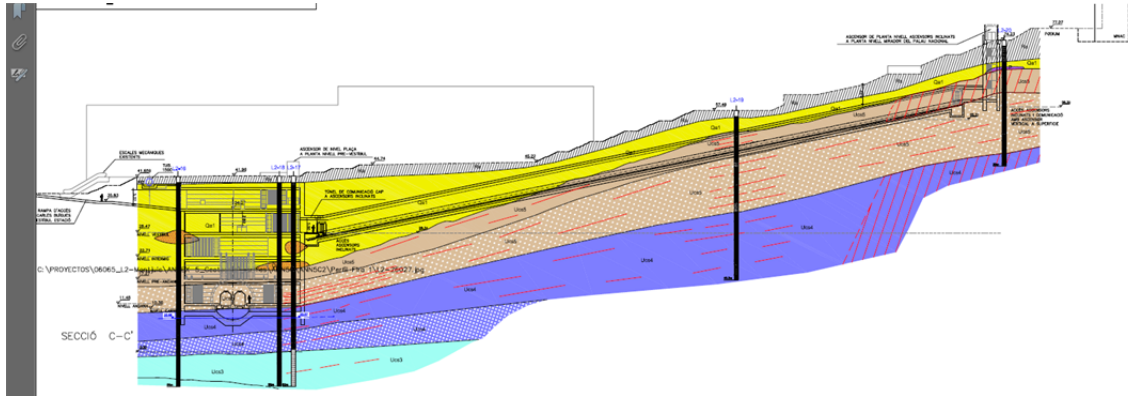


Figura 27.

Secció longitudinal, des del Museu nacional d'Art de Catalunya a la Plaça de les Cascades.

3 Comprovacions analítiques

3.1 Bases de càlcul

3.1.1 Característiques dels materials

Els materials emprats per a la comprovació dels elements estructurals que s'analitzen es detallen a continuació.

3.1.1.1 Formigó

S'utilitza per a la realització dels elements resoltos amb formigó armat. Les seves característiques més rellevants i, a la vegada, considerades en les anàlisis adjuntes, són les següents:

Característiques mecàniques. Diagrama σ - ϵ de càlcul

Per a la determinació del comportament de les peces de formigó i per a la seva comprovació ulterior, s'ha adoptat el diagrama paràbola - rectangle establert per la Instrucció EHE-08 en l'article 39º, apartat 5è.

D'aquest diagrama cal destacar el tram elàstic no lineal constituït per la rama parabòlica, d'equació que per un formigó amb $f_{ck} \leq 50 \text{ N/mm}^2$:

$$\sigma_c = f_{cd} \left[1 - \left(1 - \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{c0}} \right)^2 \right]; \quad 0 \leq \epsilon \leq 0.002$$

on:

σ_c és la tensió,

f_{cd} és la resistència de càlcul a compressió del formigó, obtinguda després de l'aplicació sobre la resistència característica, f_{ck} , del coeficient de minoració de resistències, γ_f , detallant en l'apartat 3.1.3 del present informe,

ε_c és la deformació consegüent,

ε_{c0} és la deformació a trencament en compressió simple si $f_{ck} \leq 50 \text{ N/mm}^2$,

així com el tram rectilini de la seva fase plàstica per un formigó amb $f_{ck} \leq 50 \text{ N/mm}^2$, l'equació de la qual és:

$$\sigma = f_{cd}; \quad 0.002 < \varepsilon \leq 0.0035$$

3.1.1.2 Característiques mecàniques. Mòdul de deformació longitudinal

A nivell de deformacions han estat considerats els següents mòduls de deformació:

a) Mòdul de deformació longitudinal secant, E_{cm} :

$$E_{cm} = 8.500 \sqrt[3]{f_{cm,j}}$$

b) Per a càrregues instantànies o ràpidament variables, E_c :

$$E_c = \beta_E \cdot E_{cm}$$

$$\beta_E = 1.30 - \frac{f_{ck}}{400} \leq 1.175$$

on $f_{cm,j}$ és la resistència mitja del formigó a l'edat de j dies, obtinguda mitjançant l'expressió:

$$f_{cm,j} = f_{ck,j} + 8, \text{ en } \text{N/mm}^2$$

- Coeficient de Poisson

S'ha considerat el valor 0.2.

- Coeficient de dilatació tèrmica

S'ha considerat el valor $10^{-5} (\text{°C})^{-1}$

- Coeficient de retracció

Segons les indicacions de l'article 39.7 de la EHE-08.

- Coeficient de fluència

Segons les indicacions de l'article 39.8 de la EHE-08

3.1.1.3 Acer per armadures passives

S'utilitza per a la confecció del formigó armat. S'ha considerat una resistència de 200 N/mm^2

3.1.1.4 Acer laminat

Límit elàstic de l'acer: es considera un límit elàstic de 220 N/mm^2 (2.200 Kg/cm^2). En aquest valor es té ja en compte el coeficient sobre el material. No complint cap prescripcions de fabricació de qualitat, perd sentit l'aplicació estricta del coeficient de seguretat sobre el material, el qual seria de $\gamma=1.05$. És preferible considerar un valor acord amb l'època de fabricació. Pel mòdul d'elasticitat s'ha adoptat el valor $E=210.000 \text{ N/mm}^2$.

3.1.2 Accions considerades

La determinació de les accions sobre l'edifici i sobre la seva estructura s'ha realitzat tenint en consideració l'aplicació de les normatives que es relacionen a l'apartat corresponent del present informe.

Segons el DB SE-AE "Acciones en la edificación", les accions i les forces que actuen sobre un edifici es poden agrupar en 3 categories: accions permanents, accions variables i accions accidentals.

La consideració particular de cadascuna d'elles es detalla en els següents subapartats, i respon a l'estipulat als apartats 2, 3 i 4 del DB SE-AE.

3.1.2.1 Accions permanents

S'inclouen dins d'aquesta categoria totes les accions la magnitud de les quals tingui una variació amb el temps menyspreable, o sigui monòtona fins arribar a un valor límit. Es considera 3 grups d'accions permanents que es detallen a continuació.

- Pes propi

S'inclou en aquest grup el pes propi dels elements estructurals, tancaments i elements separadors, envans, tot tipus de fusteria, revestiments (paviments, guarniments, falsos sostres...), reblerts (com ara els de terres) i equips fixes.

El valor característic del pes propi dels elements constructius s'ha determinat com el seu valor mig obtingut a partir de les dimensions nominals i dels pesos específics mitjos. A la taula següent s'inclouen els pesos dels materials, productes i elements constructius habituals.

Elements:	Densitat:
Murs de fàbrica de totxo:	
De totxo massís:	18.00 kN/m ³
De totxo calat:	15.00 kN/m ³
De totxo buit:	12.00 kN/m ³
Murs de fàbrica de bloc:	
De bloc buit de morter:	16.00 kN/m ³
De bloc buit de guix:	10.00 kN/m ³
Paviments:	
Hidràulic o ceràmic (6 cm. gruix total):	1.00 kN/m ²
Terratzo:	0.80 kN/m ²
Parquet:	0.40 kN/m ²
Reomplerts:	
Terreny, com a jardineres...:	20.00 kN/m ³

Pel cas de tancaments lleugers distribuïts homogèniament en planta, tal i com s'indica el DB-AE, s'ha considerat una càrrega superficial uniformement repartida sobre el forjat de 0.80kN/m^2 , multiplicada per la raó mitja entre la superfície d'envans i la de la planta considerada.

Tancaments

Tancaments ceràmics de dos fulls sense perforacions, de totxo calat de 15 cm i envà de totxo buit de 10 cm, d'alçada fins als 3.00 m.	10,00 kN/m
Tancaments ceràmics de dos fulls amb perforacions, de totxo calat de 15 cm i envà de totxo buit de 10 cm, d'alçada fins als 3.00 m	8,00 kN/m
Tancaments de bloc de formigó de dos fulls sense perforacions, de 20 cm exterior i 10 cm interior	14,00 kN/m
Tancaments de bloc de formigó de dos fulls amb perforacions, de 20 cm exterior i 10 cm interior:	10,00 kN/m
Tancaments lleugers, d'alçada fins als 3.00 m	4,00 kN/m
Envans de totxo calat, d'alçada fins als 3.00 m i gruix 15 cm	6,00 kN/m
Envans de totxo buit, d'alçada fins als 3.00 m i gruix 10 cm	4,00 kN/m

A les zones d'instal·lacions s'ha considerat les càrregues que ha indicat l'equip d'instal·lacions (veure estats de càrrega en plànols i/o esquema en annex), i com a mínim s'ha considerat una sobrecàrrega de $5,00\text{kN/m}^2$

3.1.2.2 Accions del terreny

Són les accions derivades de l'empenta del terreny, tant les procedents del seu pes com d'altres accions que incideixen sobre ell, o les degudes als desplaçaments i deformacions que experimenta. En general, les accions del terreny repercutiran sobre la fonamentació i sobre els elements de contenció de terres.

La determinació de les accions del terreny sobre els diferents elements afectats s'ha efectuat a partir de l'estipulat al DB SE-C. Tal i com es descriu en l'apartat 2.3.2.3, s'ha determinat les accions del terreny sobre els fonaments i elements de contenció segons 3 tipus d'accions:

- Accions que actuen directament sobre el terreny i que, per raons de proximitat, poden afectar el comportament de la fonamentació.
- Càrregues i empentes degudes al pes propi del terreny
- Accions de l'aigua existent a l'interior del terreny

Per a la determinació de les accions del terreny sobre fonamentacions profundes s'ha considerat la forma i dimensions de l'encep a fi i efecte d'incloure el seu pes, així como el de les terres o allò que pugui gravitar sobre ell.

Per a la determinació de les accions del terreny sobre els elements de contenció s'ha considerat les sobrecàrregues degudes a la presència d'edificacions pròximes, tant superficials com subterrànies, possibles emmagatzematges de materials, vehicles, etc. Les forces dels puntals i ancoratges s'han considerat com a accions.

S'ha considerat, sobre els elements de contenció, els estats d'empenta estipulats a l'apartat 6.2.1 del DB SE-C, que es corresponen amb la teoria de les empentes de Rankine:

Empenta activa:

Quan l'element de contenció gira o es desplaça cap a l'exterior sota les pressions del reblert o la deformació del seu fonament fins a arribar a unes condicions d'empenta mínima. L'empenta activa es defineix com la resultant de les empentes unitàries σ'_a , que s'ha determinat mitjançant les fórmules:

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

$$K_A = \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right)$$

essent ϕ l'angle de fregament intern del terreny, c' la cohesió i σ'_v la tensió efectiva vertical, de valor $\gamma' \cdot z$, essent γ' el pes específic efectiu del terreny i z l'altura del punt considerat respecte la rasant del terreny en la seva escomesa a l'element de contenció.

Empenta passiva:

Quan l'element de contenció és comprimit contra el terreny per les càrregues transmeses per una estructura o un altre efecte similar fins arribar a unes condicions de màxima empenta. L'empenta passiva es defineix com la resultant de les empentes unitàries σ'_p , i s'ha determinat mitjançant les següents fórmules:

$$\sigma'_p = K_P \sigma'_v + 2 \cdot c' \cdot \sqrt{K_P}$$

$$K_P = \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right)$$

essent ϕ l'angle de fregament intern del terreny, c' la cohesió i σ'_v la tensió efectiva vertical, de valor $\gamma' \cdot z$, essent γ' el pes específic efectiu del terreny i z l'altura del punt considerat respecte la rasant del terreny en la seva escomesa a l'element de contenció.

Per a la consideració de les sobrecàrregues d'ús actuant a la coronació dels elements de contenció s'ha modelat com una altura de terres equivalent sobre la rasant, tenint en compte la densitat del material contingut.

$$H_e = \frac{q}{\gamma}$$

essent γ el pes específic del terreny contingut.

Per a la consideració de la resta d'estats de sobrecàrrega diferents de la uniformement repartida, s'ha utilitzat la formulació proposada a l'apartat 6.2.7 del DB SE-C.

S'ha adoptat una llei d'empentes en forma acumulativa, considerant cada estrat com una sobrecàrrega per al subjacent.

L'efecte de l'aigua intersticial s'ha considerat mitjançant el mètode de les pressions efectives.

3.1.2.3 Accions variables

Són les accions que compleixen que la seva variació en el temps no és monòtona ni menyspreable respecte el valor mig. Es contempla dins d'aquesta categoria les sobrecàrregues d'ús, les accions sobre les baranes i elements divisoris, l'acció del vent, les accions tèrmiques i l'acció que produeix l'acumulació de neu.

- Sobrecàrregues d'ús

La sobrecàrrega d'ús és el pes de tot el que pot gravitar sobre l'edifici degut al seu ús.

S'ha considerat, pel càlcul dels esforços en els elements estructurals, l'aplicació d'una càrrega distribuïda uniformement, adoptant els valors característics de la taula 3.1 del DB SE-AE.

3.1.2.4 Vent

Les càrregues de vent són les produïdes per la incidència del vent sobre els elements exposats a ell. Per a la seva determinació es considera que aquest actua perpendicularment a la superfície exposada, amb una pressió estàtica q_e que es pot expressar com a:

$q_e = q_b \cdot c_e \cdot c_p$, essent:

q_b = Pressió dinàmica del vent.

c_e = Coeficient d'exposició, en funció de l'altura de l'edifici i del grau d'aspresa de l'entorn.

c_p = Coeficient eòlic o de pressió, en funció de la forma.

Per a la determinació de la pressió dinàmica del vent (q_b) s'utilitza la simplificació proposada pel DB SE-AE per tot el territori espanyol, adoptant el valor de 0.5 kN/m^2 .

Per a la determinació del coeficient d'exposició s'ha considerat el grau d'aspresa de l'entorn i l'altura en cada punt segons la taula 3.4 del DB SE-AE.

Per a la determinació del coeficient eòlic o de pressió s'ha considerat l'esveltesa en el pla paral·lel al vent segons la taula 3.5 del DB SE-AE.

En el cas que es detalla, els paràmetres considerats han estat els que s'explicita tot seguit:

Edifici

Grau d'aspresa d'entorn considerat	IV
Altura màxima de l'edifici	12,00 m
Coeficient d'exposició (c_e (14.55m))	1.9
Pressió dinàmica del vent, q_b :	0.50 kN/m^2
Esveltesa en el pla paral·lel al vent:	0.2
Coeficients eòlics:	
c_p :	0.70
c_s :	-0.30

3.1.2.5 Accions tèrmiques

No s'han considerat, per no ser determinants.

3.1.2.6 Neu

Segons el DB SE-AE, el valor de la càrrega de neu per unitat de superfície pot determinar-se amb la fórmula:

$$q_n = \mu \cdot s_k$$

essent μ el coeficient de forma la coberta, i s_k el valor característic de la càrrega de neu sobre un terreny horitzontal.

En cobertes planes i terreny horitzontal, el coeficient de forma pren el valor $\mu=1$. A la localitat de Barcelona, el valor característic de la càrrega de neu pren el valor $s_k=0.40 \text{ kN/m}^2$.

Amb aquests valors s'ha considerat una sobrecàrrega de neu en les zones desprotegides de valor 0.40 kN/m^2 .

3.1.2.7 Sisme

En la determinació de les accions sísmiques s'ha considerat la Norma de Construcció Sismorresistente: Parte General y Edificación, NCSE-02.

La norma esmentada, en el seu article 1.2., estableix una classificació de les construccions en funció del seu ús, segons el criteri següent:

- *De moderada importància:* són les que presenten una baixa probabilitat de que el seu col·lapse per causa d'un terratrèmol pugui causar víctimes, interrompre un servei primari o produir danys econòmics rellevants a tercers.
- *De normal importància:* són aquelles la destrucció de les quals per causa d'un terratrèmol pot ocasionar víctimes, interrompre un servei col·lectiu o produir importants pèrdues econòmiques, sense que en cap cas es tracti d'un servei imprescindible ni pugui donar lloc a efectes catastròfics.
- *D'especial importància:* són aquelles la destrucció de les quals per causa d'un terratrèmol pugui interrompre un servei imprescindible o donar lloc a efectes catastròfics.

Donades les característiques d'ús de l'edifici, aquest s'ha catalogat, segons l'anterior criteri, de normal importància.

L'estructura dissenyada, per disposar d'una capa superior armada, monolítica i enllaçada a l'estructura en la totalitat de la superfície de cada planta, es considera de pòrtics ben travats entre sí en totes les direccions.

Per altra banda, l'acceleració sísmica de càlcul, a_c , d'acord amb l'article 2.2 de la referida norma, es calcula segons l'expressió:

$$a_c = S \rho a_b$$

on:

a_c és l'acceleració sísmica de càlcul,

a_b és l'acceleració sísmica bàsica,

ρ és el coeficient de risc i

S és el coeficient d'amplificació del terreny.

Pel cas objecte present, els anteriors valors han resultat:

Acceleració sísmica bàsica, a_b , i coeficient de risc, ρ :

Localitat: Barcelona

a_b : 0.04g

ρ : 1.0

Coefficient d'amplificació del terreny, S:

Tipus de terreny: Tipus IV

Coefficient C: 2.00

Criteri: $\rho a_b \leq 0.1g$

$$S = \frac{C}{1.25} = \frac{2.00}{1.25} = 1.60$$

Acceleració sísmica bàsica:

$$a_c = S \rho a_b = 1.60 \times 1.00 \times 0.04g = 0.064g < 0.08g$$

3.1.2.8 Estats de càrrega considerats

A continuació es resumeixen els estats de càrrega considerats en cada sostre o zona de sostre en base a les accions establertes en l'apartat anterior.

Palau Alfons XIII

Zona:	Encavallades Pratt
Tipus de Sostre:	Estructura metàl·lica
Pes propi:	0,10 kN/m ²
Càrregues permanents:	0,25 kN/m ²
Sobrecàrrega d'ús:	1,00 kN/m ²
Sobrecàrrega de neu:	0,40 kN/m ² **
TOTAL:	1,75 kN/m²

Zona:	Pòrtic tipus
Tipus de Sostre:	Estructura metàl·lica
Pes propi:	0,35 kN/m ²
Càrregues permanents:	0,25 kN/m ²
Sobrecàrrega d'ús:	1,00 kN/m ²
Sobrecàrrega de neu:	0,40 kN/m ² **
TOTAL:	2,00 kN/m²

** No considerada simultàniament amb la sobrecàrrega d'ús.

Palau Victòria Eugènia

Zona: Coberta amb teula

Tipus de Sostre: Estructura de formigó

Pes propi: 5,65 kN/m²Càrregues permanents: 0,60 kN/m²Sobrecàrrega d'ús: 1,00 kN/m²Sobrecàrrega de neu: 0,40 kN/m² ****TOTAL: 7,65 kN/m²**

** No considerada simultàniament amb sobrecàrrega d'ús.

3.1.3 Coeficients de seguretat

Els coeficients de seguretat adoptats afecten tant les característiques mecàniques dels materials, com les accions que sol·liciten l'estructura. Ambdues tipologies es detallen a continuació.

3.1.3.1 Coeficients de minoració de resistències dels materials

Els coeficients de minoració de resistència graven de forma diferent als elements en funció de diversos paràmetres, el més rellevant dels quals és el tipus de material que els constitueix. Per a cada cas es té:

3.1.3.2 Formigó armat

Per a la determinació dels coeficients de minoració de resistència del formigó armat cal distingir el que s'aplica directament sobre el formigó, γ_c , i el que ho fa sobre l'acer d'armar i el de pretesar, γ_s .

Situació de projecte	Formigó γ_c	Acer γ_s
Persistent o transitòria	1,5	1,15
Accidental	1,3	1,0

3.1.3.3 Acer laminat

Com s'ha explicat en un punt anterior, el valor de 2.200 Kg/cm² considerat pel límit elàstic de l'acer inclou el coeficient de seguretat del material.

3.1.3.4 Coeficients de seguretat sobre les accions.

- Formigó armat

Segons tipifica la EHE-08 en el seu article 12, apartats 1 i 2, els coeficients de majoració considerats per a un nivell d'execució normal són els que es relacionen en la taula 1 per als Estats Límit Últim (ELU) i en la taula 2 per als Estats Límit de Servei (ELS).

Tipus d'Acció	Situació Persistent o transitòria		Situació accidental	
	Efecte favorable	Efecte desfavorable	Efecte favorable	Efecte desfavorable
Permanent	$\gamma_G=1,00$	$\gamma_G=1,35$	$\gamma_G=1,00$	$\gamma_G=1,00$
Pretesat	$\gamma_P=1,00$	$\gamma_P=1,00$	$\gamma_P=1,00$	$\gamma_P=1,00$
Permanent no constant	$\gamma_{G^*}=1,00$	$\gamma_{G^*}=1,50$	$\gamma_{G^*}=1,00$	$\gamma_{G^*}=1,00$
Variable	$\gamma_Q=0,00$	$\gamma_Q=1,50$	$\gamma_Q=0,00$	$\gamma_Q=1,00$
Accidental	-	-	$\gamma_A=1,00$	$\gamma_A=1,00$

Taula 1: Coeficients de majoració de càrregues en elements de formigó armat i pretesat. Estats Límits Últims

Tipus d'Acció		Efecte favorable	Efecte desfavorable
Permanent		$\gamma_G=1,00$	$\gamma_G=1,00$
Pretesat	Armadura pretesa	$\gamma_P=0,95$	$\gamma_P=1,05$
	Armadura posttesa	$\gamma_P=0,90$	$\gamma_P=1,10$
Permanent de valor no constant		$\gamma_{G^*}=1,00$	$\gamma_{G^*}=1,00$
Variable		$\gamma_Q=0,00$	$\gamma_Q=1,00$

Taula 2: Coeficients de majoració de càrregues en elements de formigó armat i pretesat. Estats Límits de Servei.

- Acer laminat

En relació als coeficients γ_c , i al DB SE Seguridad estructural, a la taula 4.1 del capítol 4.

Tipus de verificació		Situació Persistent o transitòria	
		Efecte desfavorable	Efecte favorable
Resistència	Permanents		
	Pes propi	1.35	0.80
	Empenta del terreny	1.35	0.70
	Pressió aigua	1.20	0.90
	Variable	1,50	0,00
Estabilitat		desestabilitzadora	estabilitzadora
	Permanents		
	Pes propi	1.10	0.90
	Empenta del terreny	1.35	0.80
	Pressió aigua	1.05	0.95
	Variable	1.50	0.00

Taula 3: Coeficients parcials γ de seguretat per a accions.

3.1.4 Hipòtesis de càlcul

Les hipòtesis de càlcul contemplades per a l'anàlisi de l'estructura que s'analitza han estat diverses, en funció del material constituent d'un element o part de l'estructura, principalment. D'aquest mode, es tenen els següents quadres d'hipòtesis considerades per a Estats Límit Últims (ELU) i Estats Límit de Servei (ELS).

3.1.4.1 Estructures de formigó armat i pretesat.

Han estat considerades les que tipifica la EHE en l'article 13, segons el detall:

- Per a Estats Límit Últims. Les situacions de projecte s'han abordat a partir dels següents criteris:

Situacions persistents o transitòries:

$$\sum_{j \geq 1} Y_{G,j} G_{k,j} + \sum_{j \geq 1} Y_{G^*,j} G_{k,j}^* + Y_P P_k + Y_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} Y_{Q,i} \Psi_{0,i} Q_{k,i}$$

Situacions accidentals:

$$\sum_{j \geq 1} Y_{G,j} G_{k,j} + \sum_{j \geq 1} Y_{G^*,j} G_{k,j}^* + Y_P P_k + Y_A A_k + Y_{Q,1} \Psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} Y_{Q,i} \Psi_{2,i} Q_{k,i}$$

Situacions sísmiques:

$$\sum_{j \geq 1} Y_{G,j} G_{k,j} + \sum_{j \geq 1} Y_{G^*,j} G_{k,j}^* + Y_P P_k + Y_A A_{E,k} + \sum_{i > 1} Y_{Q,i} \Psi_{2,i} Q_{k,i}$$

- Per a Estats Límit de Servei. Les diferents situacions de projecte en general s'han abordat amb els següents criteris:

Combinació poc probable o característica

$$\sum_{j \geq 1} Y_{G,j} G_{k,j} + \sum_{j \geq 1} Y_{G^*,j} G_{k,j}^* + Y_P P_k + Y_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} Y_{Q,i} \Psi_{0,1} Q_{k,i}$$

Combinació freqüent

$$\sum_{j \geq 1} Y_{G,j} G_{k,j} + \sum_{j \geq 1} Y_{G^*,j} G_{k,j}^* + Y_P P_k + Y_{Q,1} \Psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} Y_{Q,i} \Psi_{2,i} Q_{k,i}$$

Combinació quasi-permanent

$$\sum_{j \geq 1} Y_{G,j} G_{k,j} + \sum_{j \geq 1} Y_{G^*,j} G_{k,j}^* + Y_P P_k + \sum_{i > 1} Y_{Q,i} \Psi_{2,i} Q_{k,i}$$

On:

$G_{k,j}$ Valor característic de les accions permanents

$G_{k,j}^*$ Valor característic de les accions permanents de valor no constant

P_k Valor característic de l'acció del pretesat

$Q_{k,1}$	Valor característic de l'acció variable determinant
$\psi_{0,i} Q_{k,i}$	Valor representatiu de combinació de les accions variables concomitants
$\psi_{1,1} Q_{k,1}$	Valor representatiu freqüent de l'acció variable determinant
$\psi_{2,i} Q_{k,i}$	Valors representatius quasi permanents de les accions variables amb l'acció determinant o amb l'acció accidental
A_k	Valor característic de l'acció accidental
$A_{E,k}$	Valor característic de l'acció sísmica

3.1.4.2 Estructures d'acer laminat.

Han estat considerades les que tipifica el DB-SE, "Documento Básico SE Seguridad estructural" en el seu article 4.2.2 i 4.3.2, segons el detall:

- Per a Estats Límit Últims. Les situacions de projecte s'han abordat a partir dels següents criteris:

Situacions persistents o transitòries:

$$\sum_{j \geq 1} Y_{G,j} G_{k,j} + \sum_{j \geq 1} Y_{G^*,j} G_{k,j}^* + Y_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} Y_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

Situacions accidentals:

$$\sum_{j \geq 1} Y_{G,j} G_{k,j} + \sum_{j \geq 1} Y_{G^*,j} G_{k,j}^* + Y_A A_k + Y_{Q,1} \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} Y_{Q,i} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

Situacions sísmiques:

$$\sum_{j \geq 1} Y_{G,j} G_{k,j} + \sum_{j \geq 1} Y_{G^*,j} G_{k,j}^* + Y_A A_{E,k} + \sum_{i > 1} Y_{Q,i} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

- Per a Estats Límit de Servei. Les diferents situacions de projecte en general s'han abordat amb els següents criteris:

Combinació característica

$$\sum_{j \geq 1} Y_{G,j} G_{k,j} + \sum_{j \geq 1} Y_{G^*,j} G_{k,j}^* + Y_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} Y_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

Combinació freqüent

$$\sum_{j \geq 1} Y_{G,j} G_{k,j} + \sum_{j \geq 1} Y_{G^*,j} G_{k,j}^* + Y_{Q,1} \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} Y_{Q,i} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

Combinació quasi permanent

$$\sum_{j \geq 1} Y_{G,j} G_{k,j} + \sum_{j \geq 1} Y_{G^*,j} G_{k,j}^* + \sum_{i > 1} Y_{Q,i} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

On:

$G_{k,j}$	Valor característic de les accions permanents
$G_{k,j}^*$	Valor característic de les accions permanents de valor no constant
$Q_{k,1}$	Valor característic de l'acció variable determinant
$\psi_{0,i} Q_{k,i}$	Valor representatiu de combinació de les accions variables concomitants
$\psi_{1,1} Q_{k,1}$	Valor representatiu freqüent de l'acció variable determinant
$\psi_{2,i} Q_{k,i}$	Valors representatius quasi permanents de les accions variables amb l'acció determinant o amb l'acció accidental
A_k	Valor característic de l'acció accidental
$A_{E,k}$	Valor característic de l'acció sísmica

3.1.5 Mètodes de càlcul.

Per a la determinació dels esforços en els elements estructurals s'ha utilitzat, genèricament, els postulats bàsics de l'elasticitat i la resistència de materials, aplicant-los de forma diversa i a través de diferents metodologies, en funció de l'element o conjunt a analitzar, tal i com es detalla a continuació.

D'altra banda, per a la comprovació de les seccions de formigó, s'ha utilitzat les bases del càlcul en trencament, considerant que el material treballa en règim plàstic, contemplant, d'aquesta manera, les fissures per tracció i l'elasto-plasticitat en compressió, segons s'ha especificat en l'apartat segon d'aquest informe. Per a la comprovació de les seccions d'acer, en general s'utilitzen les bases del càlcul elàstic, encara que en algunes unions es contempla puntualment les consideracions del càlcul elasto-plàstic.

L'especificació de les metodologies utilitzades per a les anàlisis dels diversos tipus estructurals es detalla a continuació.

3.1.5.1 Estructures de barres

Llur anàlisi es porta a terme mitjançant el càlcul matricial d'estructures definides a l'espai.

Per a la determinació de les matrius de rigidesa de les barres, es contempla els dos teoremes de Mohr, la llei de Hooke i la teoria de la torsió de Saint Venant. Tot això permet relacionar tots el moviments possibles dels extrems de les barres amb els esforços que els provoquen.

En els casos que l'esveltesa de l'estructura és determinant, s'utilitza també el càlcul matricial, encara que basat en la formulació de l'equació d'equilibri de l'estructura sota les consideracions de la teoria en segon ordre, deduint les matrius de rigidesa de les barres i els vectors d'accions en funció de l'esforç axial que les sol·licita. El procés no lineal plantejat es resol mitjançant una aproximació pel mètode de Newton-Raphson.

3.1.5.2 Comprovació de perfil·leria metàl·lica

La comprovació de la perfil·leria metàl·lica s'ha portat a terme en base a les consideracions de la norma "DB-SE-A, Documento Básico SE Seguridad Estructural Acero", segons mètodes elàstics i anelàstics.

3.1.5.3 Armat de seccions de formigó armat

L'armat de seccions de formigó s'ha realitzat en trencament, considerant el diagrama σ - ϵ que es detalla en el present apartat d'aquest informe.

Mitjançant aquesta metodologia, s'ha analitzat els casos de flexió simple recta i esbiaixada, flexo-compressió recta i esbiaixada, compressió composta recta i esbiaixada i tracció composta recta o esbiaixada, segons la determinació del pla de deformacions, a partir del plantejament de les equacions d'equilibri intern a nivell de secció, compatibles amb les equacions constitutives dels materials. Per la comprovació a esforços rasants, tipus tallant o moment torsor, s'ha utilitzat les consideracions de la norma EHE-08, Instrucción de Hormigón Estructural.

3.1.6 Programes informàtics de càlcul utilitzats

3.1.6.1 Processadors. Definició d'esforços i estats tensionals

Robot Millennium v21.0, [Robobat SA]. Anàlisi lineal i no lineal d'estructures de barres, làmines i sòlids pel mètode dels elements finits.

3.1.6.2 Post-processadors. Comprovació d'estructures

Post-procesadors dels programes: Robot Millennium v21.0.

3.1.7 Normativa utilitzada

3.1.7.1 Normativa bàsica

CTE "Código Técnico de la Edificación". Real Decreto 314/2006, (BOE: 28/03/06) (modificació BOE: 25/01/08)

- DB-SE, "Documento Básico SE Seguridad estructural"
- DB-SE-AE, "Documento Básico SE Seguridad estructural Acciones en la edificación"
- DB-SE-C, "Documento Básico SE Seguridad estructural Cimientos"
- DB-SE-A, "Documento Básico SE Seguridad estructural Acero"
- DB-SE-F, "Documento Básico SE Seguridad estructural Fábrica"
- DB-SE-M, "Documento Básico SE Seguridad estructural Madera"
- DB-SI, "Documento Básico Seguridad en caso de Incendio"

EHE-08, "Instrucción de hormigón estructural". Real Decreto 1247/2008 (BOE: 22/08/2008) (modificació BOE: 24/12/08)

NCSE-02, "Norma de construcción sismorresistente: Parte general y edificación". Real Decreto 997/2002 (BOE: 11/10/02)

3.2 Comprovacions

3.2.1 Palau Alfons XIII

3.2.1.1 Comprovació d'una sabata aïllada.

Dimensions de la sabata: 139cmx139cm.

Esforç axial del pilar: 27.500kg.

Tensió sobre el terreny: $\sigma = 27.500\text{kg}/19.321\text{cm}^2 = 1,42\text{Kg/cm}^2$

3.2.1.2 Comprovació d'una sabata correguda.

Ample de la sabata: 120cm.

Càrrega per metre lineal de mur: $q_1 = 10,0 * 0,45 * 18\text{kN/m}^3 = 81\text{kN/m} = 8.100\text{kg/m}$

Es comprovarà el mur on recolza el forjat del terrat que es troba en la primera crugia a partir de la façana principal. Es considera el pes d'un forjat unidireccional de biguetes i revoltons, de pes propi $PP = 2,5\text{kN/m}^2$, unes càrregues permanents $CP = 2,5\text{kN/m}^2$ i una sobrecàrrega d'ús de $SU = 5,0\text{kN/m}^2$. En total, $q = 10,0\text{kN/m}^2$ (1.000kg/m²).

La càrrega del pilar és doncs: $P = (5,5 * 11,9)\text{m}^2 * 10 = 65,4\text{T}$.

No s'ha efectuat cales d'investigació en aquest terrat; per tant, podria haver variacions d'una certa entitat tant respecte el pes propi com les càrregues permanents.

Es considera un repartiment de la càrrega fins la base de la sabata amb un angle de 60° a cada costat del pilar per a calcular la tensió. Si el cantell de la sabata és de 1,30m i el pilar té 35cm d'amplada, es produeix una descàrrega al llarg de $L = 35 + 65 + 65\text{cm} = 195\text{cm}$

Tensió sobre el terreny: $\sigma = (8.100\text{Kg} * 0,35 + 65.400\text{kg}) / 120 * 195\text{cm}^2 = 2,91\text{Kg/cm}^2$.

3.2.1.3 Comprovació de la perfil·leria metàl·lica.

S'ha elaborat un model per un pòrtic principal i un altre per a una encavallada tipus, i s'ha comprovat l'estat tensional de les barres. S'ha introduït distintes hipòtesis de càrregues permanents, de forma incremental, i s'ha comprovat la capacitat de l'estructura. L'esquema de les estructures analitzades i el llistat de les comprovacions es troba en l'annex 2.

3.2.2 Palau Victòria Eugènia

3.2.2.1 Comprovació d'una sabata aïllada del Palau Victòria Eugènia.

Dimensions de la sabata: Ø140cm.

Tensió sobre el terreny: $\sigma = 95.000\text{Kg} / 15.393 = 6,1\text{Kg/cm}^2$.

3.2.2.2 Comprovació d'una sabata correguda.

Es comprovarà la sabata correguda del mur de façana on es va efectuar la cala "cim 4".

Ample de la sabata: 70cm.

Carrega del mur de façana: $q_1=81\text{kN/m}$

Càrrega del forjat extrem (terrat), (sobrec. d'ús $SU=5\text{kN/m}^2$): $q_2=2,5\text{m} \cdot 10,0\text{kN/m}^2=25,0\text{kN/m}$.

Tensió sobre el terreny: $\sigma = (8.100\text{Kg}+2.500\text{kg})/7.000\text{cm}^2=1,52\text{Kg/cm}^2$.

3.2.2.3 Pilar central.

$R_d/S_d=0,76<1$ (a l'annex, figura 37, veure "coef").

On:

R_d =valor de càlcul de la resposta estructural

S_d =Valor de càlcul de l'efecte de les accions.

No compleix.

3.2.2.4 Pilar extrem.

$R_d/S_d=1,27>1$ (a l'annex, figura 38, veure "coef"). Compleix.

3.2.2.5 Comprovació del tornapunts en una crugia central.

$R_d/S_d=1,2>1$ (a l'annex, figura 39, veure "coef"). Compleix

3.2.2.6 Comprovació de una biga tipus de formigó armat (biga principal).

En els annexos es presenten els llistats d'esforços de les barres i les figures que el programa de comprovació de seccions mostra dels resultats obtinguts. S'ha efectuat les comprovacions a esforç tallant a un cantell útil del suport.

- Comprovació a flexió positiva d'una crugia exterior (barra 14 de la fig.31).

La figura 40 representa el resultat del càlcul de la capacitat resistent de la secció.

Esforç de càlcul $M_u=114\text{ kNm}$; Esforç d'esgotament de la secció $M_{rd}=73\text{kN}$

$M_{rd}=73\text{kN}<114\text{kN}$. No compleix.

- Comprovació a flexió positiva d'una crugia interior (barra 88 de la fig. 31).

Esforç de càlcul $M_u=54\text{ kNm}$; Esforç d'esgotament de la secció $M_{rd}=73\text{kN}$

$M_{rd}=54\text{kNm}<73\text{Nm}$. Compleix.

- Comprovació a esforç tallant entre pilar i tornapunts (barra 13).

La figura 41 representa el resultat del càlcul de la capacitat resistent de la secció.

Esforç de càlcul $V_{u2}=115\text{ kN}$; Esforç d'esgotament de la secció $V_{rd}=134\text{kN}$

$V_{rd}=134\text{kN}>115\text{kN}$. Compleix.

- Comprovació en el tram entre tornapunts (zona central, barra 14).

Esforç de càlcul $V_{rd}=70\text{ kN}$; Esforç d'esgotament de la secció $V_2=126\text{kN}$

$V_{rd}=126\text{kN}>70\text{kN}$. Compleix.

3.2.2.7 Comprovació a flexió d'un nervi del forjat.

Els diagrames de moments flectors es representen en les figures 35 i 36. El comportament estructural, hiperestàtic, i amb uns valors d'esforços molt variables segons el punt que s'adopta com a referència per a la seva comprovació, dona lloc a un ventall de resultats que posen en evidència la necessitat de més informació de la realitat construïda per a poder extreure conclusions. La cala que es va efectuar coincideix amb un nervi inclinat. Es va detectar una sola armadura de diàmetre 10, d'acer llis. La capacitat de la secció a flexió és de $M_{rd}=3,2\text{kNm}$ (figura 42), mentre que els resultats dels diagrames estan entre 3,5 i 7,0kNm (figura 36); el resultat d'aquesta comparació és òbviament desfavorable, però no és conclouent sobre l'estat de tot l'element.

4 Conclusions

Per a cadascun dels palaus estudiats, en vista de tot l'anterior, s'exposen les següents conclusions.

4.1 Palau Alfons XIII

L'estat de càrregues considerat, segons la normativa vigent, l'integra el pes propi de l'estructura, una sobrecàrrega d'ús de $1,0\text{kN/m}^2$ (100kg/m^2), i les càrregues permanents. En l'actualitat, aquestes s'han estimat en $0,25\text{kN/m}^2$ (25kg/m^2). Aquesta dada és parametritzada per tal de comprovar en quin valor es pot incrementar en cas de plantejar-se la substitució del acabat actual.

- Estructura secundària, formada per encavallades tipus Pratt, cada 2,0m aproximadament.

En la seva configuració actual, totes les barres són capaces de resistir una càrrega permanent de $0,7\text{kN/m}^2$ (70kg/m^2). Cada encavallada rep dues càrregues en el centre de les barres i no en els nusos, fet que la perjudica. Canviant la disposició de les càrregues, de manera que coincideixin en nusos, podrien suportar una càrrega permanent de $2,5\text{kN/m}^2$ (250kg/m^2), a més del seu pes propi i la sobrecàrrega d'ús esmentada en la introducció.

- Estructura principal, formada per encavallades triangulars.

És capaç de resistir unes càrregues permanents de $0,8\text{kN/m}^2$ (80kg/m^2); això és més del triple de les càrregues permanents que hi graviten actualment.

Reforçant tan sols dues barres per pòtic, concretament els tornapunts que es troben en els seus extrems (barres 28 i 27 de l'esquema), l'estructura podria arribar a suportar unes càrregues permanents de $1,5\text{kN/m}^2$ (150kg/m^2).

- Pilars. Són capaços de resistir unes càrregues permanents de $2,0\text{kN/m}^2$ (200kg/m^2).
- Fonaments.

L'estudi geotècnic no ofereix dades explícites sobre la resistència de trencament del terreny. Les tensions a què treballen les sabates, d'entre $1,40$ i $2,9\text{kg/cm}^2$, estan dins l'ordre de magnitud que es pot esperar d'un terreny amb característiques similars, que solen estar entre $1,0$ i $2,0\text{kg/cm}^2$.

Per a una intervenció que afecti el palau, és imprescindible un estudi geotècnic amb sondeigs addicionals i conclusions sobre la resistència del terreny.

- Pel que fa a la coberta de fibrociment, cal preveure la seva substitució en cas que s'hagués de modificar o efectuar una intervenció. Si la intervenció és puntual, caldrà eliminar i substituir almenys la part afectada.

S'ha de senyalar que l'estructura de la zona de terrat no era accessible, i no es va poder comprovar la dimensió dels elements estructurals. Aquesta franja es va concebre per a una sobrecàrrega d'ús més gran que la de manteniment, com ho evidencien les escalinates que s'hi troben. Per tant, resta pendent d'una comprovació específica en una fase més avançada de desenvolupament del projecte.

Com a resum de tot l'exposat es pot concloure que, de forma genèrica, aquest edifici compleix essencialment tots els requeriments que planteja la normativa actual, i fins i tot ofereix un cert marge per a la eliminació de la coberta de que disposa a hores d'ara i la seva substitució per una altra d'un pes més gran, sempre que segueixi podent-se qualificar com de tipus lleuger. Ara bé; tenint en compte els reduïts marges addicionals de seguretat de les diverses components de l'estructura, la implementació d'una coberta no lleugera, o la disposició d'altells en algunes zones de l'edifici, faria imprescindible el plantejament d'actuacions de reforç de les parts afectades del mateix.

Una situació particular és la que correspon a la fonamentació de les zones dels murs de façana que reben la càrrega de les àrees transitables de la coberta; en aquest cas s'ha obtingut tensions en el terreny que s'acosten als 3 kg/cm^2 , que és una xifra habitualment excessiva per a un sòl de les característiques del que constitueix l'assentament d'aquesta construcció. Respecte aquest fet, cal posar de manifest les següents dues circumstàncies:

- Aquestes fonamentacions ja han experimentat tots els assentaments que calia esperar. Per tant, a l'hora de validar aquesta tensió de referència, s'hauria de comparar amb el valor de la relativa al col·lapse del terreny, i no amb l'admissible per a limitar un nivell de deformacions acceptable per a l'estructura. Amb aquesta referència, és molt probable que els resultats de la comprovació siguin satisfactoris.
- Però, d'altra banda, es tracta de murs de gran alçada que presenten un nombre de perforacions molt reduït. En un cas com aquest, la comprovació portada a terme (basada en un comportament "dissociat" entre pilar o pilastra i mur) queda massa per la banda de la seguretat. Si es refés aquesta comprovació considerant una comportament laminar integral del mur, amb tota certesa els valors resultants restarien per sota dels 2 kg/cm^2 . Per tant, mentre no s'alteri la morfologia actual del mur, eventualment procedint a la formació de grans obertures en el mateix, les seves condicions de seguretat molt probablement es mantindran dintre d'uns nivells perfectament assumibles.

-

4.2 Palau Victòria Eugènia

- Estructures tronc-piramidal que configuren els faldons de la coberta.

L'obtenció de detalls d'aquests elements es veia complicada des d'un inici, doncs, en cas que es tractés de formigó armat, una anàlisi rigorosa requereix conèixer l'armat de la capa superior amb un cert detall, i aquest només es pot aconseguir desmuntant part de la coberta, cosa que es va descartar entre altres motius pels inconvenients logístics que suposava. No s'hi aprecien defectes rellevants (fissures, deformacions...). Si no s'afegeix càrrega addicional i es té en compte el comportament adequat que ha presentat fins el moment, es pot suposar que l'estructura té una capacitat portant suficient, segons els criteris que estableix el Codi Tècnic. En cas contrari, és a dir, que es prevegi un canvi d'ús, augmentar la càrrega, o que en un moment donat es detecti alguna anomalia, seria necessari una campanya d'investigació per aconseguir més dades relatives a les armadures. També caldria realitzar un aixecament de la seva geometria, nervis i congrenys, per fer possible una anàlisi més exacta.

- Pilars.

Els pilars interiors no compleixen els requeriments del Codi Tècnic. El coeficient de seguretat és $C=1,03$. Cal esmentar que les proves de resistència del formigó han resultat amb uns valors amb molta dispersió, fet que grava de forma definitiva el resultat. Concretament, la tensió de trencament de les quatre provetes assajades (tensió corregida) va ser oferir valors de $9,4\text{N/mm}^2$, $12,81\text{N/mm}^2$, $20,1\text{N/mm}^2$ i $25,9\text{N/mm}^2$. D'aquests resultats s'ha deduït una tensió estimada de $8,4\text{N/mm}^2$ ($K_N \cdot X_1$).

És possible que una bona part dels pilars es pugui concloure que són aptes si s'efectua una anàlisi correlativa d'assaigs destructius i no destructius (testimonis i ultrasons).

Pel que fa als pilars situats en els extrems, fins i tot els que són extrems perquè coincideixen amb una junta de dilatació, sí que compleixen amb els coeficients de seguretat de la normativa vigent.

- Tornapunes.

Les comprovacions han resultat favorables.

- Bigues principals, formant un entramat ortogonal entre pilars.

Els resultats de les comprovacions portades a terme en les bigues de les crugies interiors són favorables; en el cas de les bigues de les crugies extremes, les que incideixen perpendicularment al perímetre exterior de la crugia, i per tant perden la continuïtat perquè l'element de tornapuntat no arriba a actual com a tal, aquestes disposen d'un insuficient armat a flexió. És recomanable el seu reforç.

En el cas d'ampliar la campanya de cales per la cara amagada (coberta), seria desitjable esbrinar l'armat a negatiu per procedir a comprovacions addicionals.

- Fonaments

La tensió a la qual treballa una sabata aïllada central, de 6 kg/cm^2 , realment és una pressió alta pel tipus de terrenys de què es tracta. Com s'ha comentat en cas del palau anterior, en què no s'assolien aquestes tensions, solen tractar-se de terrenys que se'ls fa treballar habitualment a tensions que no sobrepassen el $2,0\text{kg/cm}^2$. Però, en aquest cas, fa molts anys que es va construir i el terreny ha sofert un procés de consolidació al llarg del temps que influeix positivament en la seva resistència. No s'ha observat signes d'un mal funcionament dels fonaments, però, en tot cas, les condicions de treball d'aquestes sabates són completament inadmissibles.

També es vàlid el comentari referit als fonaments del palau Alfons XIII, sobre la necessitat d'una ampliació de l'estudi geotècnic si es desitja intervenir en aquest edifici. En aquest cas, hauria de considerar-se amb especial atenció la situació de terreny consolidat en què es troba, per tal de valorar amb més precisió les seves condicions de seguretat.

A títol de resum general val a dir que les condicions de treball de l'estructura d'aquest palau presenten notables diferències respecte l'anterior.

Sens dubte, la qüestió més greu és la que fa referència a les fonamentacions dels pilars tipus. A hores d'ara resulta impossible trobar una explicació al fet que aquest edifici presenti unes sabates d'unes dimensions similars a les del veí, quan aquell suporta una coberta molt lleugera i, en canvi, la d'aquest altre és relativament pesada; tenint en compte els usos de l'època, podria haver succeït que en el moment del començament de les obres de fonamentació encara no estigués clar quina era la coberta que finalment es disposaria, o que s'optés per efectuar un canvi, a partir d'una versió inicial lleugera, en un determinat moment del procés de construcció. Sigui quin sigui el cas, el cert és que aquestes sabates disposen d'uns marges de seguretat pràcticament inexistent i que, per tant, s'haurà de procedir al seu reforç sistemàtic.

Un altre punt d'interès és el relatiu als pilars, per als quals s'ha obtingut uns resultats negatius. Al respecte cal aclarir que, com ja és ben sabut, les tècniques de producció i el control de qualitat dels materials en aquella època no tenien res a veure amb els actuals; genèricament, el resultat es concretava en l'obtenció d'uns formigons molt heterogenis, per als quals l'actual concepte de resistència característica és difícilment aplicable, ja que inevitablement condueix a l'obtenció de resultats extremadament baixos. Com ja s'ha indicat en aquest mateix capítol, la diagnosi final de les condicions de seguretat d'aquests pilars requerirà la realització d'un procés de diagnosi més aprofundit, però, amb les poques dades que es disposa a hores d'ara, es pot avançar que segurament alguns d'aquest elements hauran de ser reforçats, si bé de cap manera es preveu que aquest reforç hagi de tenir un caire sistemàtic per a tot el conjunt.

Finalment, també cal fer una referència específica al cas de l'estructura de formigó de la coberta (bigues i nervis). En el cas de les jàsseres, s'ha detectat una possible escassetat d'armadura en els trams que incideixen perpendicularment al perímetre, però és cert que no s'ha pogut comprovar, degut al reduït abast de la prospecció, si aquestes disposen de més armat que la resta per a respondre a l'efecte de pèrdua de continuïtat de qualsevol crugia extrema. D'altra banda, el fet que l'estructura secundària de coberta estigui integrada per un seguit de troncs de piràmide dóna lloc a una gran diversitat de nivells de sol·licitació entre els diferents nervis integrants de cadascuna d'aquestes subestructures que, novament combinada amb una prospecció d'abast molt reduït, dóna lloc a que les conclusions que aquí s'assoleixen s'hagin d'adoptar amb moltes reserves.

Barcelona, 8 de maig de 2014



Signat: Agustí Obiol Sánchez

Doctor Arquitecte

BOMA INPASA, S.L.