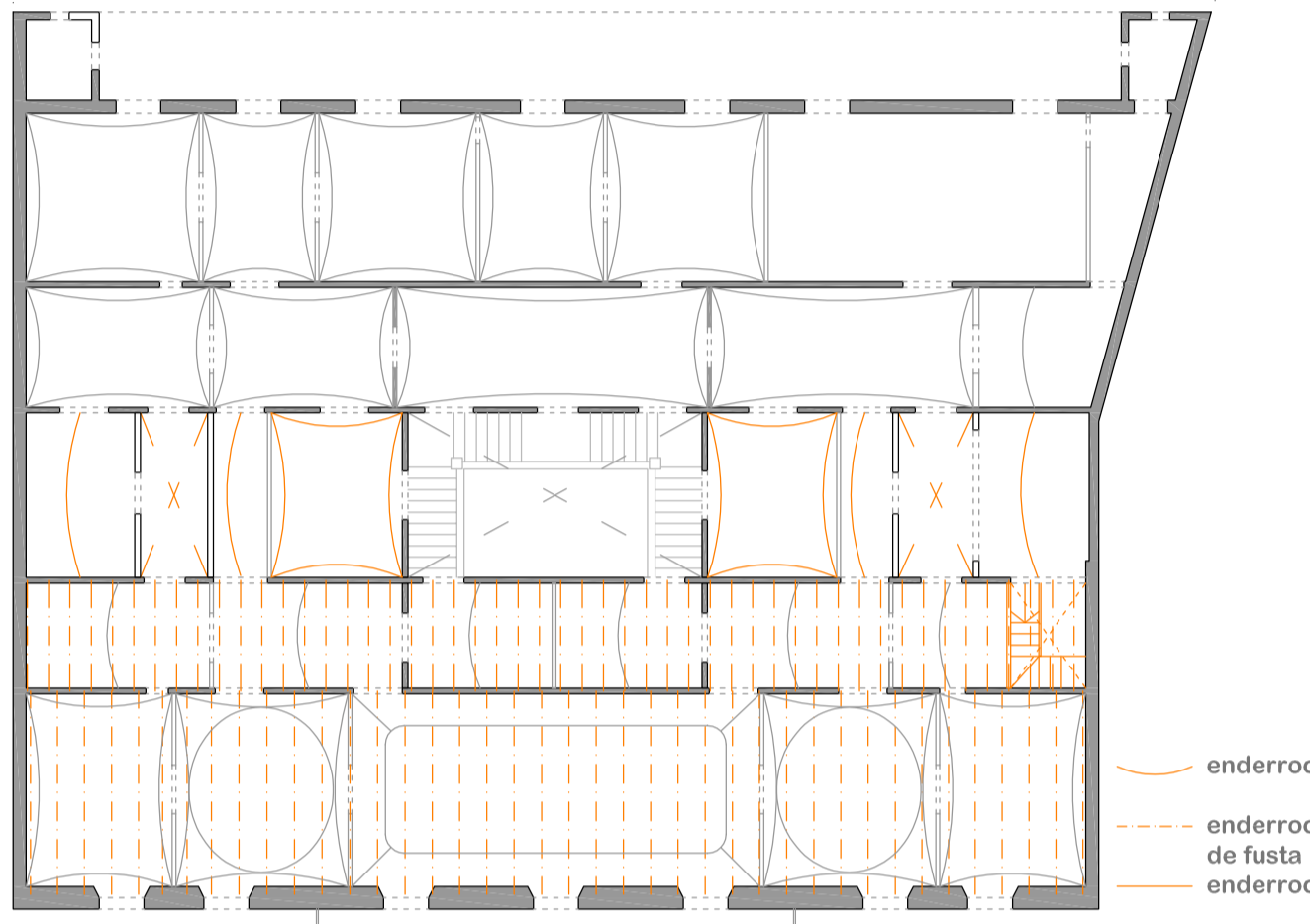
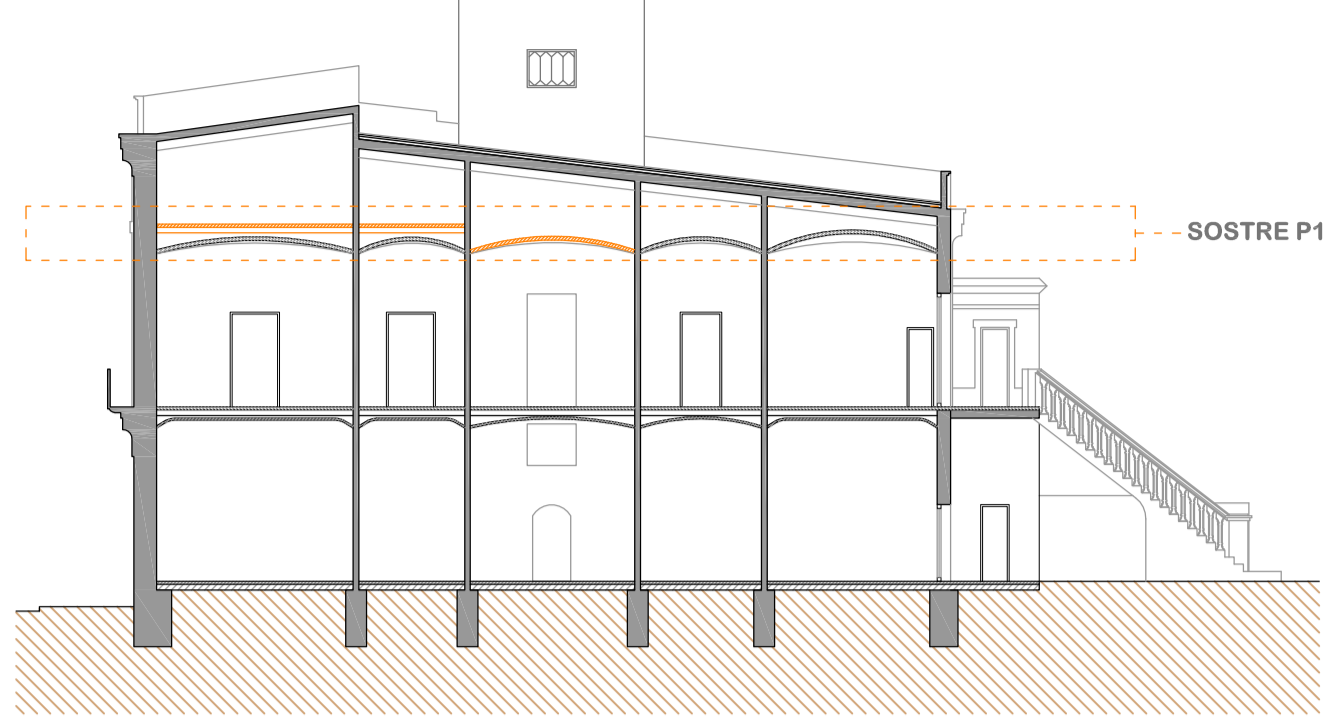


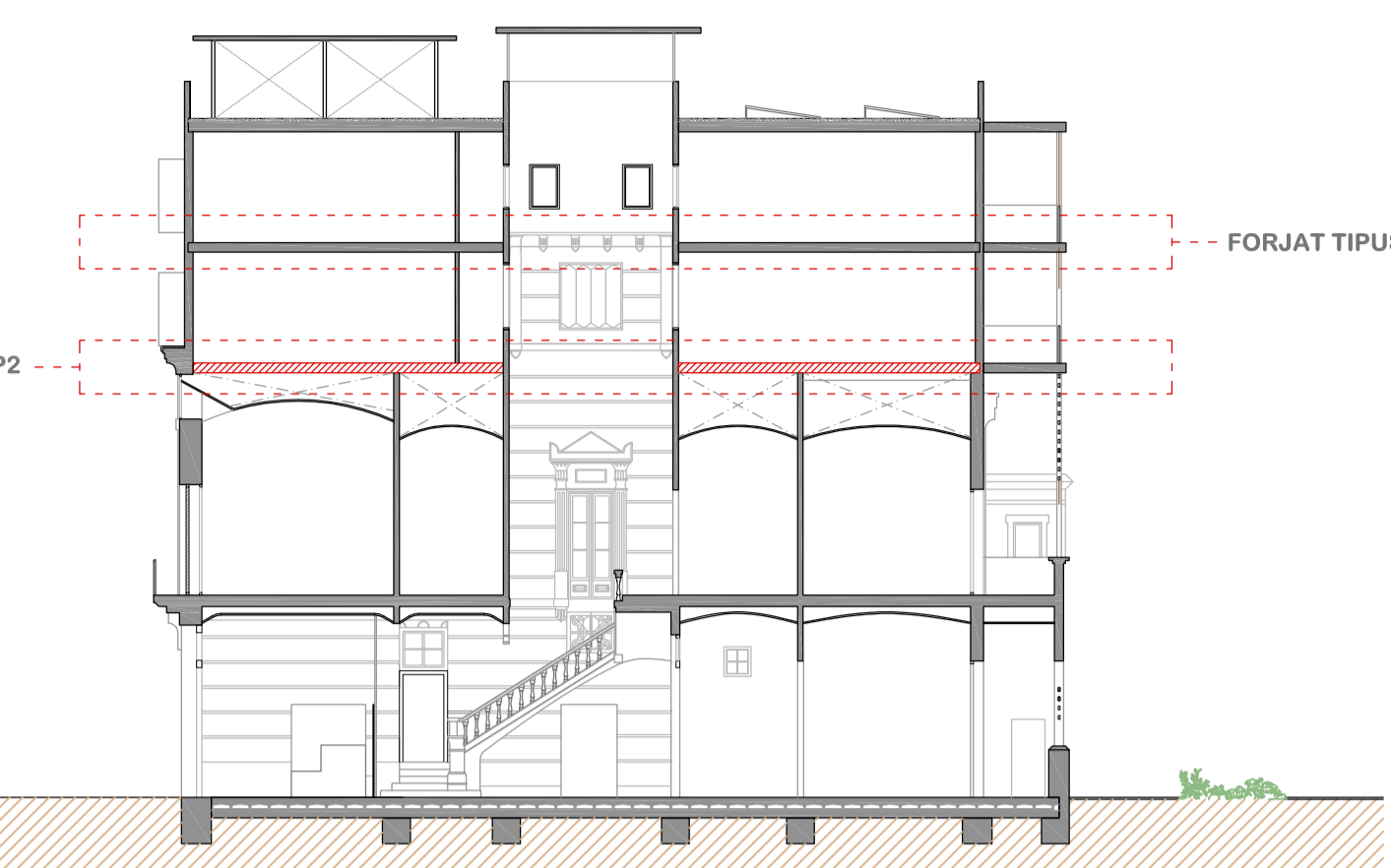
SOSTRE PLANTA PRIMERA

* ENDERROC DEL FORJAT EXISTENT



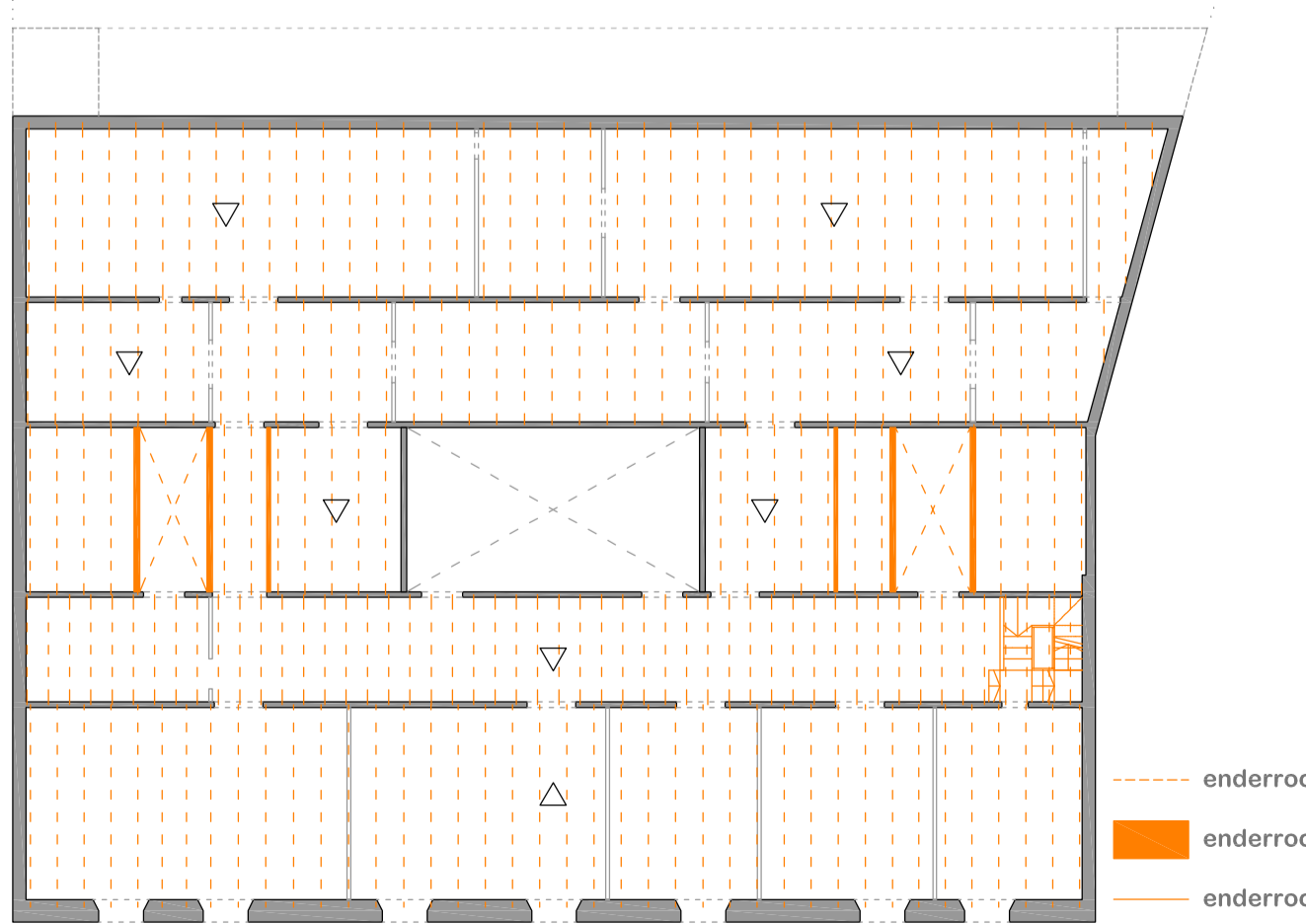
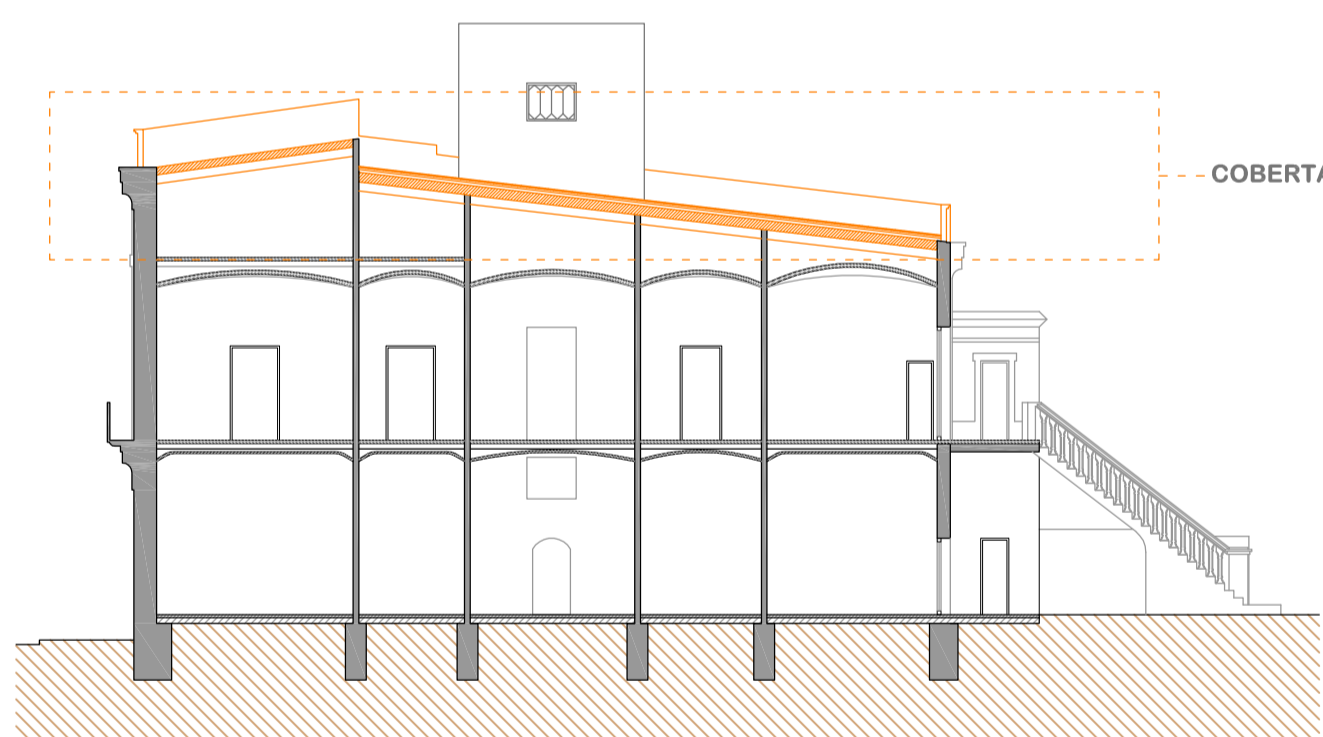
FORJAT PLANTA SEGONA

* NOU FORJAT DE PLANTA SEGONA

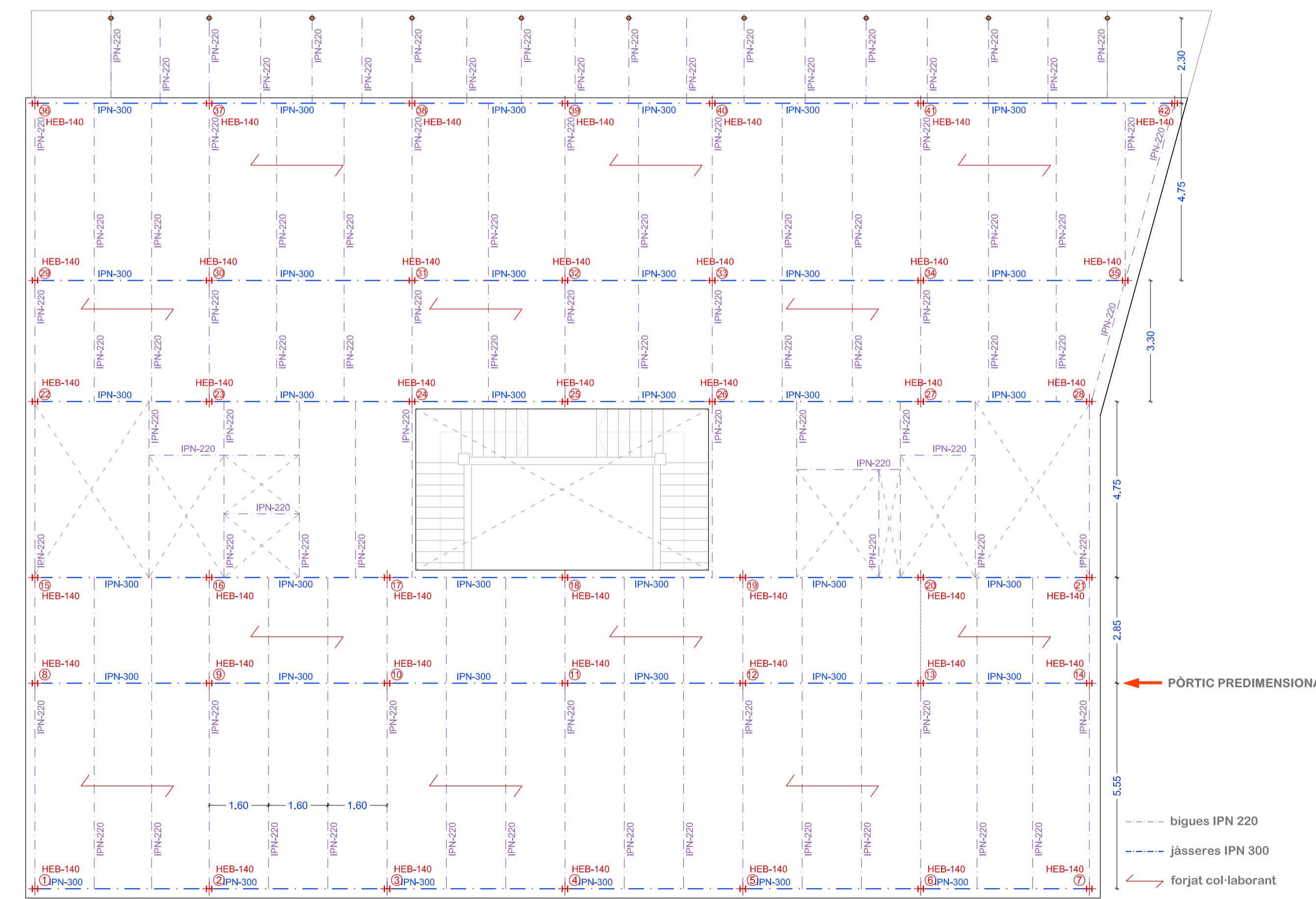


SOSTRE PLANTA SEGONA

* ENDERROC DE LA COBERTA SENCERA



* NOU SOSTRE PLANTA SEGONA - FORJAT TIPUS



CÀLCUL DE L'ESTRUCUTRA

CÀRREGUES FORJAT PLANTA SEGONA / TERCERA

P.P. FORJAT	kN/m²
forjat xapa col-laborant	2'41
paviment i envans	1'50
terra radiant	1'00
fals sostre	0'08
TOTAL	4'99

Sobrecàrrega d'ús - zona A: A1 - zones de vivendes i d'habitacions en residències i hotels
 $S_u = 2 \text{ kN/m}^2$
 Zona de pas, $S = 3 \text{ kN/m}^2$

COMBINACIONS D'HIPÒTESIS - ESTATS LIMITS ÚLTIMS

$ELU = 1'35P_p + 1'5S_u + 1'5S_n + 1'5vent$
 $ELU = 9'74 \text{ kN/m}^2$

COMBINACIONS D'HIPÒTESIS - ESTATS LIMITS DE SERVEI

$ELS = 1P_p + 1S_u + 1S_n + 1'5vent$
 $ELS = 6'99 \text{ kN/m}^2$

CÀRREGUES FORJAT PLANTA COBERTA

P.P. FORJAT	kN/m²
forjat xapa col-laborant	2'41
paviment i aïllament	1'30
fals sostre	0'08
TOTAL	3'79

Sobrecàrrega d'ús - zona F - cobertes transitables accessibles només privadament
 $S_u = 1 \text{ kN/m}^2$

Sobrecàrrega de neu - GIRONA - 70m d'altitud
 $S_n = 0'4 \text{ kN/m}^2$

Sobrecàrrega de vent - $Q_e = Q_b \times C_e \times C_p$ on:
 Q_e = acció del vent
 Q_b = pressió dinàmica del vent = $0'5 \text{ kN/m}^2$
 C_e = coeficient d'exposició, per una altura de 18m agafem un $C_e = 2'20$
 C_p = coeficient eòlic o de pressió. Al CTE-DB SE-AE - 3.3.4 - coeficient eòlic als edificis hi llegim el següent: "en edificis amb coberta plana, l'acció del vent sobre la mateixa, generalment de succió, opera habitualment del costat de la seguretat i es pot despreciar". És per aquest motiu que traïem el C_p .
 $Q_e = 1'1 \text{ kN/m}^2$

COMBINACIONS D'HIPÒTESIS - ESTATS LIMITS ÚLTIMS

$ELU = 1'35P_p + 1'5S_u + 1'5S_n + 1'5vent$
 $ELU = 8'87 \text{ kN/m}^2$

COMBINACIONS D'HIPÒTESIS - ESTATS LIMITS DE SERVEI

$ELS = 1P_p + 1S_u + 1S_n + 1'5vent$
 $ELS = 6'84 \text{ kN/m}^2$

RESUM DE VALORS TOTALS DE L'ESTAT DE CÀRREGUES

ELEMENT	Pp	Su	Sn	Sv	TOTAL
PLANTA SEGONA	4'99	2	-	-	6'99 kN/m² - 47'50 kN/1'60m
PLANTA TERCERA	4'99	2	-	-	6'99 kN/m² - 47'50 kN/1'60m
PLANTA COBERTA	3'79	1	0'4	1'1	6'29 kN/m² - 42'80 kN/1'60m

WINEVA

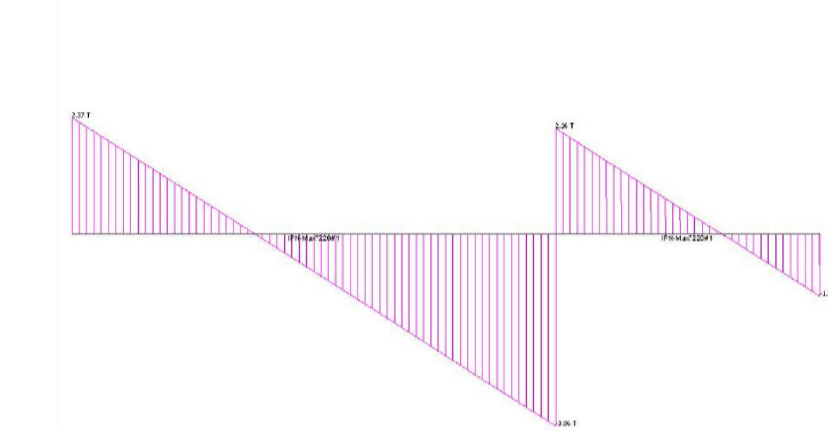
Per tal de poder fer una comprovació de l'estructura i saber el seu comportament, he fet servir l'eina informàtica WinEva. Hem comprovat que el nou pòrtic metàl·lic treballi correctament i estigui ben predimensionat per tal d'aguantar les càrregues calculades anteriorment.

.NUSOS - els enllaços entre pilar i mur de càrrega els calculem com a articulació, així ens assurem que aquests no transmeten moments als enllaços.
 .no fem servir el kN/mi sinó que ho calculem per kN/1'60m, ja que és la distància que tenim entre biguetes.

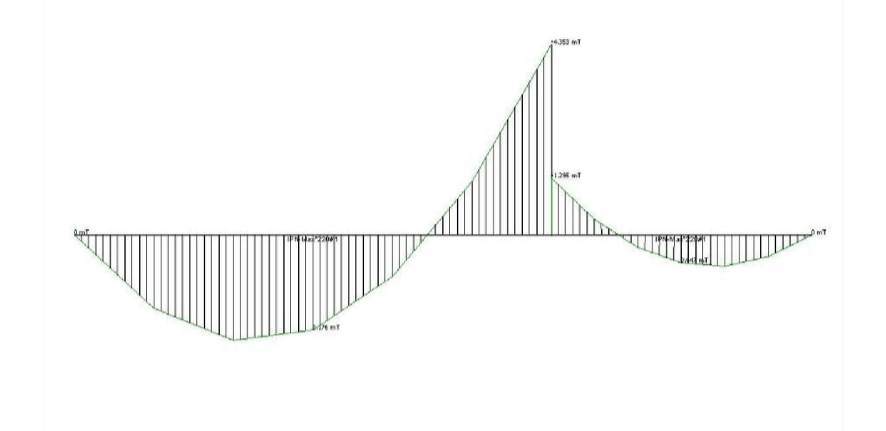
- Comencem calculant la **biga contínua** que recolza en el seu punt intermedi sobre el nostre pòrtic. En el predimensionat que hem fet nosaltres anteriorment hem obtingut una càrrega de $47'50 \text{ kN/m}^2$.
 .al calcular la biga contínua ens surt que la reacció que rep el pòrtic que estem estudiant és més alta que al predimensionat previ calculat.
 .es tracta d'una biga contínua, i per tant el punt que queda al mig es comporta com a encastament, mentre que els seus dos extrems funcionen com a articulacions.
 .la reacció, doncs, passa de $47'50 \text{ kN/m}^2$ a $61'15 \text{ kN/m}^2$. Farem el càlcul del nostre pòrtic amb el cas més desfavorable; és a dir que agafarem aquests $61'15 \text{ kN/m}^2$ com a càrrega de P_p d'un forjat tipus.
 .en el cas del forjat de coberta passa exactament el mateix, deixant enrere en aquest cas els $42'80 \text{ kN/m}^2$ i quedant-nos amb els $54'52 \text{ kN/m}^2$ que obtenim amb el previ càlcul de la biga.

BIGA CONTÍNUA TIPUS

TALLANTS



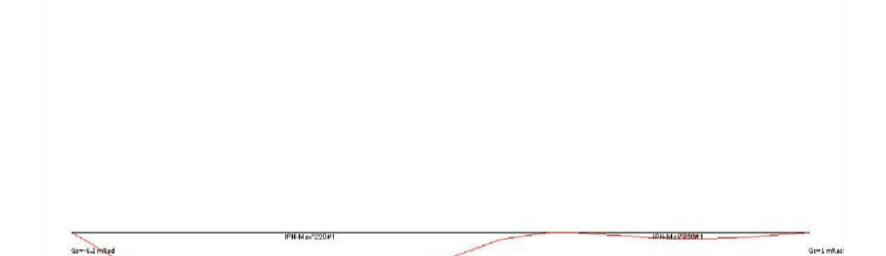
MOMENTS



REACCIONS

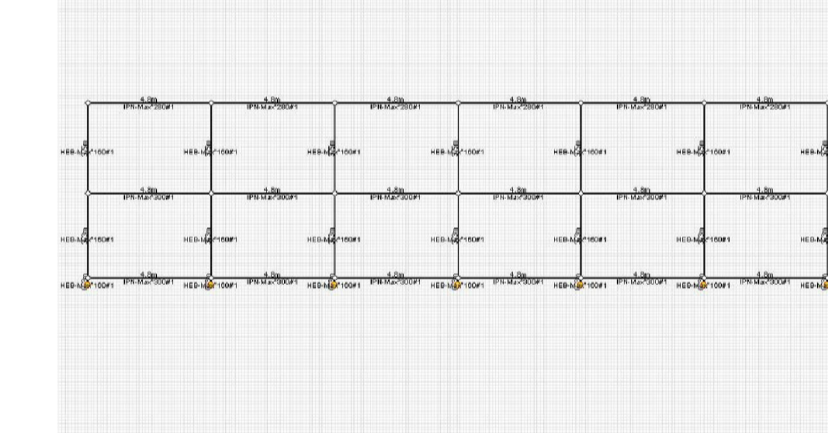


DEFORMACIONS

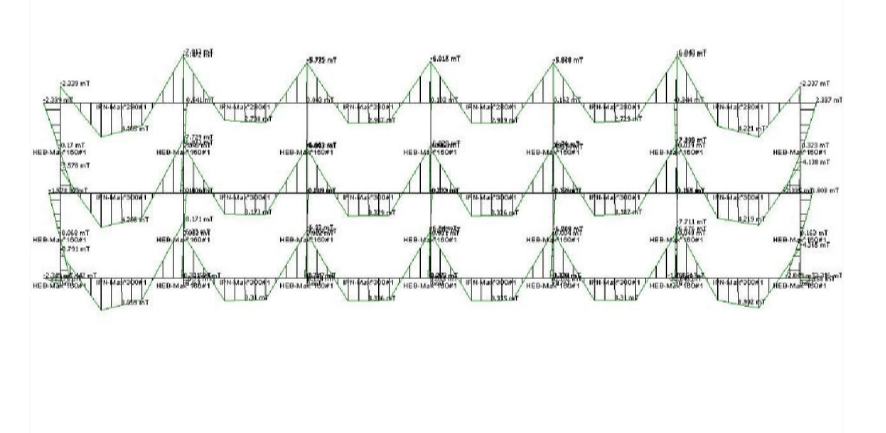


PÒRTIC PREDIMENSIONAT

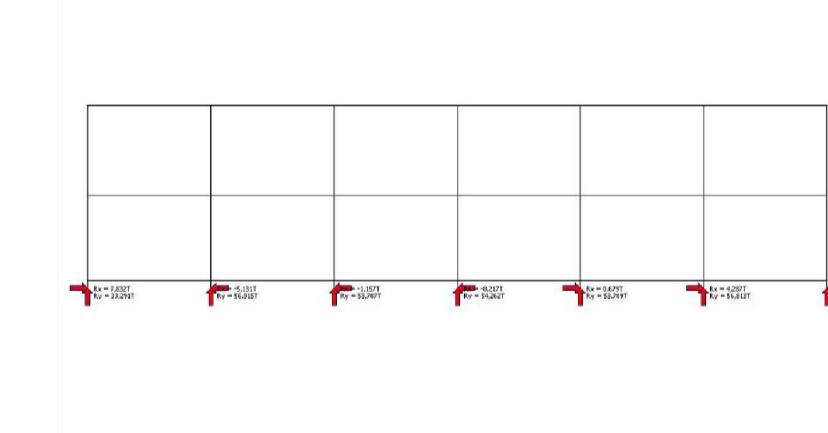
ESQUEMA



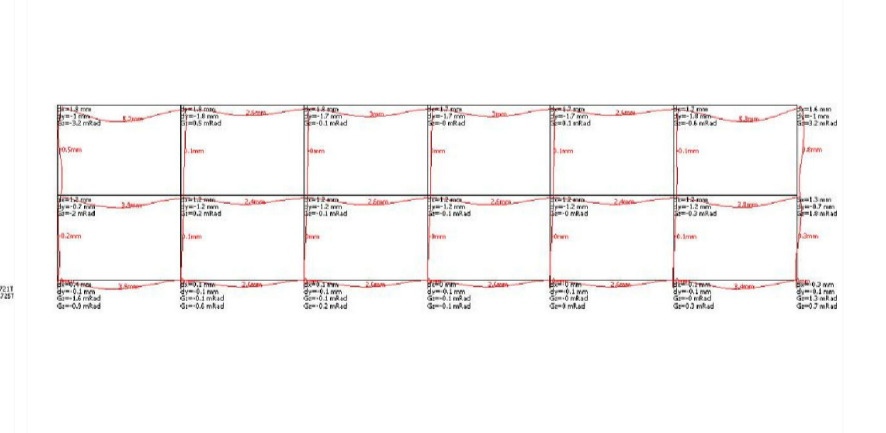
MOMENTS



REACCIONS



DEFORMACIONS



MUR PREDIMENSIONAT

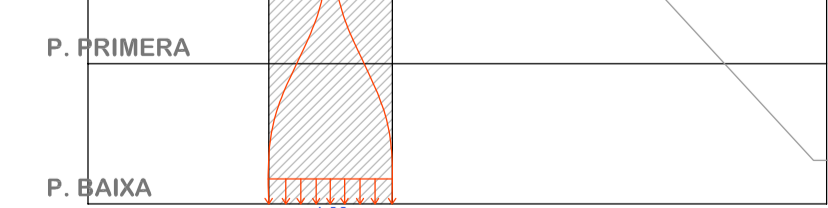
P. TERRAT

P. TERCERA

P. SEGONA

P. PRIMERA

P. BAIXA



Pes Propi forjat P1 = 12 Tn (a la nostra part de mur - 4'80m)
 Pes Propi mur = $40 \text{ m}^2 \times 0'15 \times 1800 \text{ kg/m}^2 = 10800 = 10'8 \text{ Tn}$
 Pes a repartir = $54 + 12 + 10'8 = 76'8 \text{ Tn}$
 $76800 / 8100 = 9'50 \text{ kg/cm}^2$: és admissible per a un mur de totxo massís de 15 cm de gruix

 Si tenim un fonament de 80 cm:
 $480 \times 80 = 38400 \text{ cm}^2$
 $76800 / 38400 = 2'0 \text{ kg/cm}^2$: és admissible per la geologia de la zona