

BREVIAR DE CALCUL**1-Generalitati**

Prin tema de proiectare se propune realizarea unei extinderi pe orizontala in vecinatatea tronsonului de cladire F si a extinderii realizate dupa un proiect din anul 2011.

Extinderea propusa va avea maxim 2 niveluri supraterrane, fiind impartita in doua tronsoane. Structura de rezistenta a acesteia va fi alcatuita din:

Tronson 1 (2niv.):

- Structura va fi alcatuita din stalpi si grinzi din profile metalice (HEA/IPE) din otel S355, contravantuite, asamblate prin suduri si suruburi de inalta rezistenta.
- Toate elementele metalice din otel laminat se vor grundui.
- Plansee realizate cu tabla cutata zincata si beton armat C25/30, armat la partea inferioara si pe reazeme cu bare independente BST500C.
- Fundatiile vor fi sub forma unor grinzi continue din beton C20/25, cu evazari in dreptul stalpilor metalici. Grinzile vor fi rigidizate intre ele prin placa de pardoseala de la demisol din beton armat clasa C20/25, ce va avea grosimea de 15cm. Placa de pardoseala se va arma cu plase sudate la partea inferioara si bare independente pe reazeme. Fundatiile se vor hidroizola la exterior.
- Ancorarea stalpilor in fundatii se va face cu suruburi de ancoraj asamblate in carcase.
- Inchiderile perimetrale se vor realiza din panouri tip sandwich, ce vor rezema pe grinzi secundare din profile metalice laminate. Inchiderile interioare se vor realiza cu pereti gips-carton.

Tronson 2 (1niv.):

- Structura va fi in cadre cu stalpi din beton armat C25/30 cu sectiunea de 30x50cm si grinzi din beton armat C25/30 cu sectiunea de 30x50cm.
- Planseul se va realiza din beton armat C25/30 cu grosimea de 20cm. Perimetral se va executa un atic din beton armat.
- Fundatiile vor fi continue sub stalpi, din beton armat C20/25. Placa de pardoseala de la demisol din beton armat clasa C20/25, ce va avea grosimea de 20cm. Placa de pardoseala se va arma cu plase sudate la partea inferioara si bare independente pe reazeme. Fundatiile se vor hidroizola la exterior.
- Inchiderile se vor executa cu zidarie si gips-carton.

2-TRONSON 1-METAL

S-a efectuat un calcul structural elastic utilizand metoda fortelor seismice statice echivalente conform cu P100/2013 si metoda de calcul modal cu spectre de raspuns.

Incarcarile permanente si cele utile s-au stabilit conform SR EN 1991-1-1:2004/NA:2006.

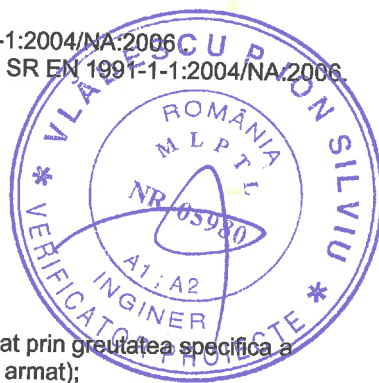
Valorile normate ale incarcarilor permanente si temporare sunt conform SR EN 1991-1-1:2004/NA:2006.

a- Evaluarea incarcarilor**Incarcari placa peste Demisol****Încărcări permanente**

- Greutatea proprie a elementelor structurale – se considera automat prin greutatea specifica a materialului ($\gamma_{\text{beton}} = 2500 \text{ kg/m}^3$ - greutatea specifica a betonului armat);
- Incarcare permanenta placa sapa + finisaj = 2.0 kN/m^2 ;
- Tavan fals si instalatii = 0.7 kN/m^2 ;
- Compartimentare = 0.3 kN/m^2 ;
- Incarcare pereti inchideri perimetrale = 3.2 kN/ml ;

Încărcări variabile

- Incarcare utila placa = 2.0 kN/m^2 ;



Incarcari placa peste Parter

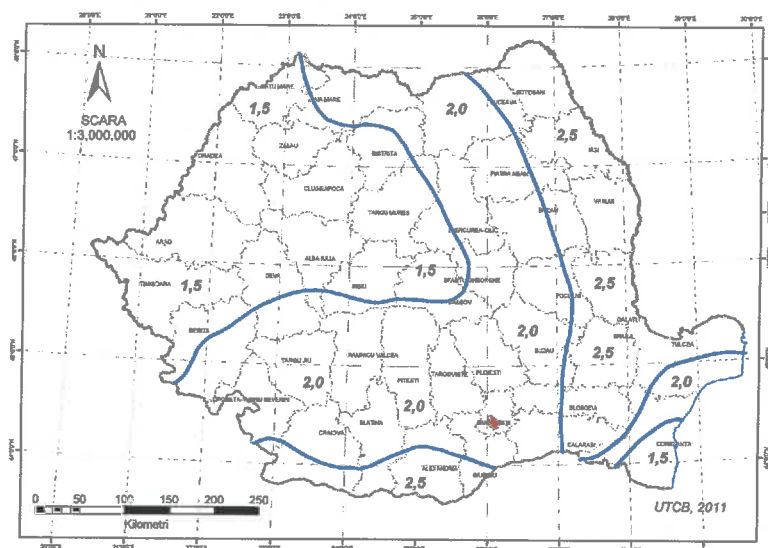
Încărcări permanente

- Greutatea proprie a elementelor structurale – se considera automat prin greutatea specifica a materialului ($\gamma_{\text{beton}} = 2500 \text{ kg/m}^3$ - greutatea specifica a betonului armat);
- Incarcare beton panta = 2.4 kN/m^2 ;
- Termoizolatie = 0.1 kN/m^2 ;
- Sapa suport hidroizolatie + hidroizolatie = 1.0 kN/m^2 ;
- Strat protectie hidroizolatie (pietris) = 1.1 kN/m^2 ;
- Tavan fals si instalatii = 0.7 kN/m^2 ;
- Incarcare atic: 1.2 kN/ml ;

Încărcări variabile

- Incarcare din zăpada

$s_{k, \text{z}}$ = $\gamma_i \mu_i C_e C_t s_{0, \text{z}}$ (conform CR 1-1-3-2012)



$\gamma_i = 1.15$ (factor expunere zapada)

$\mu = 0.8$ ($0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$)

$C_e = 1.2$ (coeficient de expunere)

$C_t = 1.0$ (coeficient termic)

$s_{0, \text{z}} = 2.0 \text{ kN/m}^2$

$$s_k = 1.15 \times 0.8 \times 1.2 \times 1 \times 2.0 = 2.2 \text{ kN/m}^2$$

Încarcarea cu zapada se considera uniform distribuita pe metrul patrat de acoperis ;

Acoperişuri adiacente sau apropiate de construcţii mai înalte

1. Aglomerările de zăpadă de pe acoperişurile adiacente sau apropiate de construcţii mai înalte se datorează spulberării zăpezii de către vânt şi alunecării zăpezii de pe acoperişul superior.
2. Pentru situaţia de proiectare persistentă/transitorie a acoperişului pe care se aglomerează zăpada de pe acoperişul mai înalt adiacent, se consideră 2 cazuri de distribuţie a încărcării din zăpadă:
 - pentru încărcarea din zăpadă neaglomerată, se utilizează distribuţia din Figurile 5.7a si 5.7b, cazul (i).
 - pentru încărcarea din zăpadă aglomerată, se utilizează distribuţia din Figurile 5.7a si 5.7b, cazul (ii).
3. Distribuţiile coeficienţilor de formă pentru încărcarea din zăpadă pe acoperişuri adiacente sau apropiate de construcţii mai înalte sunt cele din Figurile 5.7a si 5.7b.

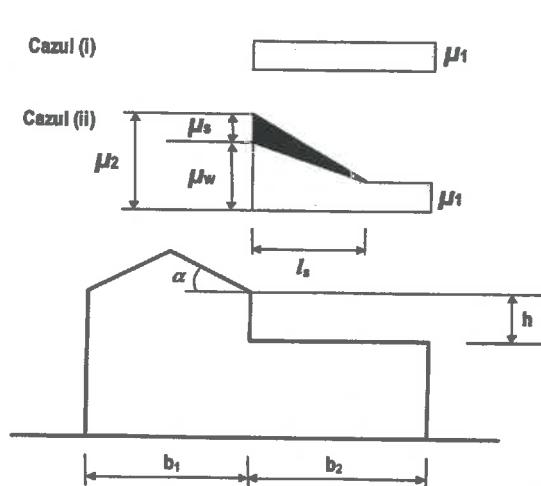


Figura 5.7a

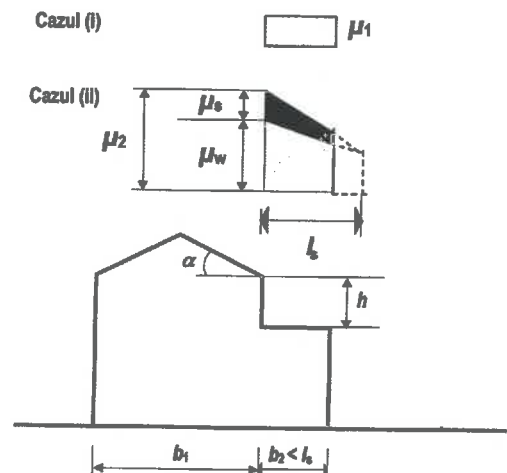


Figura 5.7b

Încărcări excepționale – seismul (conform " P100-1/2013 - Cod de proiectare. Seismica. Partea I- prevederi de proiectare pentru cladiri ")

Determinarea spectrului de proiectare

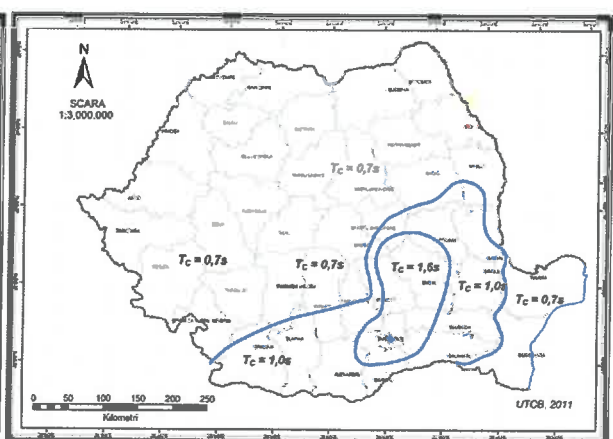
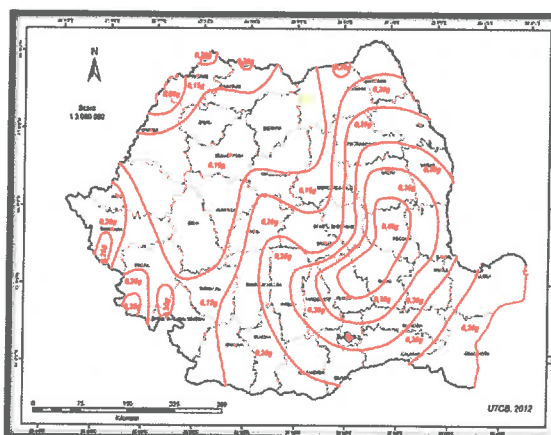
Spectrul de proiectare inelastic se obține din relația (3.17; 3.18), capitolul 3.2

$$S_d(T) = a_g \left[1 + \frac{\frac{\beta_0}{q} - 1}{T_B} T \right]$$

$0 < T \leq T_B$

$$S_d(T) = a_g \frac{\beta(T)}{q}$$

$T > T_B$



unde

a_g este valoarea de vârf a accelerației orizontale a terenului, determinată pentru un interval mediu de recurență de referință de 100 ani, și corespunde pentru verificări la starea limită ultimă de rezistență; $a_g = 0.25g$

$\beta(T)$ este factorul de amplificare dinamică maximă a accelerației terenului ca urmare a mișcării de oscilație a structurii;

pentru $T_B < T < T_C$, $\beta(T) = \beta_0 = 2,50$

q este factorul de comportare al structurii, cu valori distincte pe cele doua directii (conform tabelului 6.3).

$q=4$

T_c este perioada de colt a spectrului

$T_c = 0.7s$

γ este factor de importanta – clasa I de importanta-expunere

$\gamma = 1.4$

Valoarea coeficientului seismic, $c = (\gamma a_g \beta) \lambda / q$

Forța seismică: $F_b = \gamma S_d(T) \lambda m$

Forța taietoare de baza: $F_b = c \times G$

Calculul coeficientului seismic

$c = (1.4 \times 0.25 \times 2.5) \times 1 / 4 = 0.22$

Combinatii de incarcari:

Structura, infrastructura si terenul de fundare au fost proiectate la stari limita ultime, astfel incat efectele actiunilor de calcul in sectiune, luate conform combinatiei de mai jos, sa fie mai mici decat rezistentele de calcul.

$$1.35 \sum G_{k,j} + 1.5 Q_{k,1} + \sum 1.5 \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

Combinatiile actiunii seismice cu alte încărcări pentru verificări la starea limita ultima se fac conform [CR0-2005] cu relația :

$$\sum G_{k,j} + \gamma_I A_{Ek} + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

în care se notează:

$G_{k,j} = G_p$ – încărcările permanente normate

$Q_{k,i} = Q_i$ – încărcările variabile normate

$Q_{k,1}$ – efectul pe structura al actiunii variabile, ce are ponderea predominanta intre actiunile variabile, luata cu valoarea sa caracteristica ;

$\psi_{0,i} = 0,7$ – factor de simultaneitate

$\psi_{2,i} = 0,4$ – coeficient pentru determinarea valorii cvasipermanente a actiunii variabile, conform tabelului 4.1 din [CR0-2005],

A_{Ek} – încărcarea de calcul a actiunii seismice

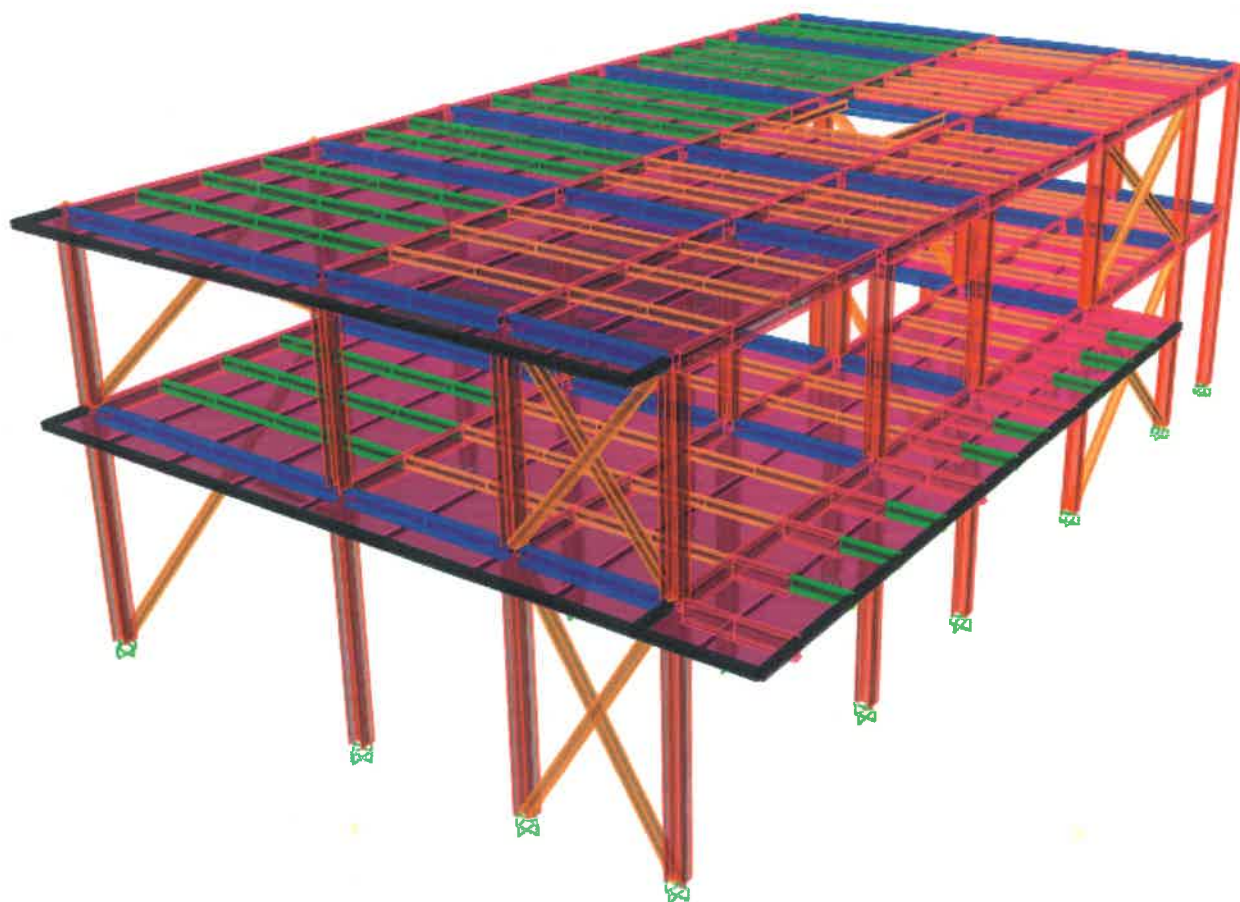
$\gamma_I = 1,4$ – factor de importanță a clădirii, conform [P100-1/2013], pentru clasa III de importanță.

Structura, infrastructura si terenul de fundare au fost proiectate la stari limita de serviciu, astfel incat efectele actiunilor de calcul pe structura/element/sectiune, luate conform combinatiei de mai jos, sa fie mai mici decat valorile limita ale criteriilor de serviciu considerate.

$$\sum G_{k,j} + Q_{k,1} + \sum \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

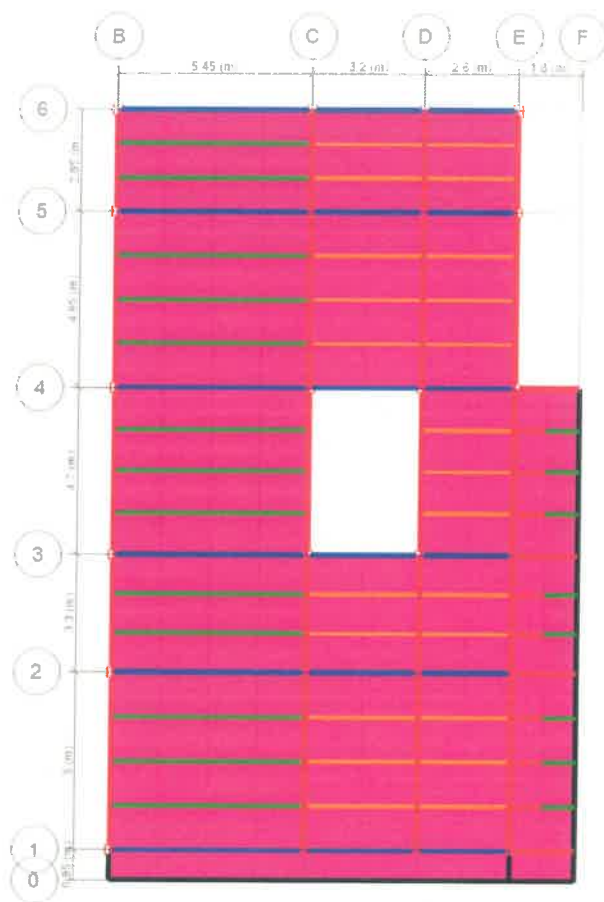
b – Modelare structurala

Modelul de calcul este alcatuit din elemente care definesc modelul fizic real si pentru care se fac dimensionarile si verificarile corespunzatoare. Modelul se discretizeaza in elemente finite necesare calculului propriu-zis. Calculul se realizeaza cu ajutorul unui program automat de calcul.



Cazuri de incarcare :

Name	Type	Self Weight Multiplier	Auto Load
GP	Dead	1	
UTILA	Other	0	
PERM	Other	0	
ZAPADA	Other	0	
POD TEHNIC	Other	0	
INCHIDERI	Other	0	
STATICX	Seismic	0	User Coefficient
STATICY	Seismic	0	User Coefficient
VX	Other	0	
VY	Other	0	



PLAN DEMISOL



PLAN PARTER

Descrierea combinatiilor

Name	Load Case/Combo	Scale Factor	Type
FUNDAMENTALA	GP	1.35	Linear Add
	UTILA	1.5	
	PERM	1.35	
	ZAPADA	1.5	
	POD TEHNIC	1.35	
	INCHIDERI	1.35	
GRUPAREA SPECIALA	GP	1	Linear Add
	UTILA	0.4	
	PERM	1	
	ZAPADA	0.4	
	POD TEHNIC	1	
	INCHIDERI	1	
SEISM-STATIC-XP	GRUPAREA SPECIALA	1	Linear Add
	STATIC XP	1	

SEISM- STATIC-YP	GRUPAREA SPECIALA	1	Linear Add
	STATIC YP	1	
SEISM - SPECTRU - X	GRUPAREA SPECIALA	1	Linear Add
	SPECTRUX	1	
SEISM - SPECTRU - Y	GRUPAREA SPECIALA	1	Linear Add
	SPECTRUY	1	
INFASURATOARE	FUNDAMENTALA	1	Envelope
	SEISM-STATIC-XN	1	
	SEISM-STATIC-XP	1	
	SEISM-STATIC-YN	1	
	SEISM- STATIC-YP	1	
	SEISM - SPECTRU - X	1	
	SEISM - SPECTRU - Y	1	
	INFASURATOARE VANT	1	
INFASURATOARE SEISMICE	SEISM-STATIC-XN	1	Envelope
	SEISM-STATIC-XP	1	
	SEISM-STATIC-YN	1	
	SEISM- STATIC-YP	1	
	SEISM - SPECTRU - X	1	
	SEISM - SPECTRU - Y	1	
SEISM-STATIC-XN	GRUPAREA SPECIALA	1	Linear Add
	STATIC XN	1	
SEISM-STATIC-YN	GRUPAREA SPECIALA	1	Linear Add
	STATIC YN	1	
FUNDAMENTALA ZAPADA1.50	GP	1.35	Linear Add
	UTILA	1.5	
	PERM	1.35	
	ZAPADA	1.5	
	POD TEHNIC	1.35	
	INCHIDERI	1.35	
FUNDAMENTALA ZAPADA1.05	GP	1.35	Linear Add
	UTILA	1.5	
	PERM	1.35	
	ZAPADA	1.05	
	POD TEHNIC	1.35	
	INCHIDERI	1.35	
GFVX1.5	FUNDAMENTALA ZAPADA1.05	1	Linear Add
	VX	1.5	
GFVX1.05	FUNDAMENTALA ZAPADA1.50	1	Linear Add
	VX	1.05	
GFVY1.5	FUNDAMENTALA ZAPADA1.05	1	Linear Add
	VY	1.5	
GFVY1.05	FUNDAMENTALA ZAPADA1.50	1	Linear Add

	VY	1.05	
INFASURATOARE VANT	GFVX1.5	1	Envelope
	GFVX1.05	1	
	GFVY1.5	1	
	GFVY1.05	1	
SAGEATA	GP	1	Linear Add
	UTILA	1	
	PERM	1	
	ZAPADA	1	
	POD TEHNIC	1	
	INCHIDERI	1	

c – Rezultatele calculului structural

Codul P100-1/2013 recomandă pentru proiectarea curentă cele două metode consacrate, metoda forțelor seismice echivalente asociate modului fundamental de vibrație de translație și metoda de calcul modal cu spectru de răspuns, precizând condițiile în care aceste metode se pot aplica. Se indică alegerea procedurii de calcul în funcție de tipul construcției - regulate sau neregulate în plan și/sau în elevație, precum și necesitatea reducerii factorului de comportare q în cazul structurilor neregulate.

În codul P100-1/2013, metoda de calcul modal cu spectru de răspuns este metoda de referință pentru determinarea răspunsului structurilor expuse acțiunii seismice. Aceasta metoda este aplicabilă, fără limitări, clădirilor și altor construcții la care se referă codul.

Codul recomandă determinarea modurilor proprii de vibrație ale structurilor, în particular calculul perioadei și forme proprii fundamentale de vibrație de translație, prin metodele dinamicii structurilor pentru rezolvarea problemei de valori și vectori proprii.

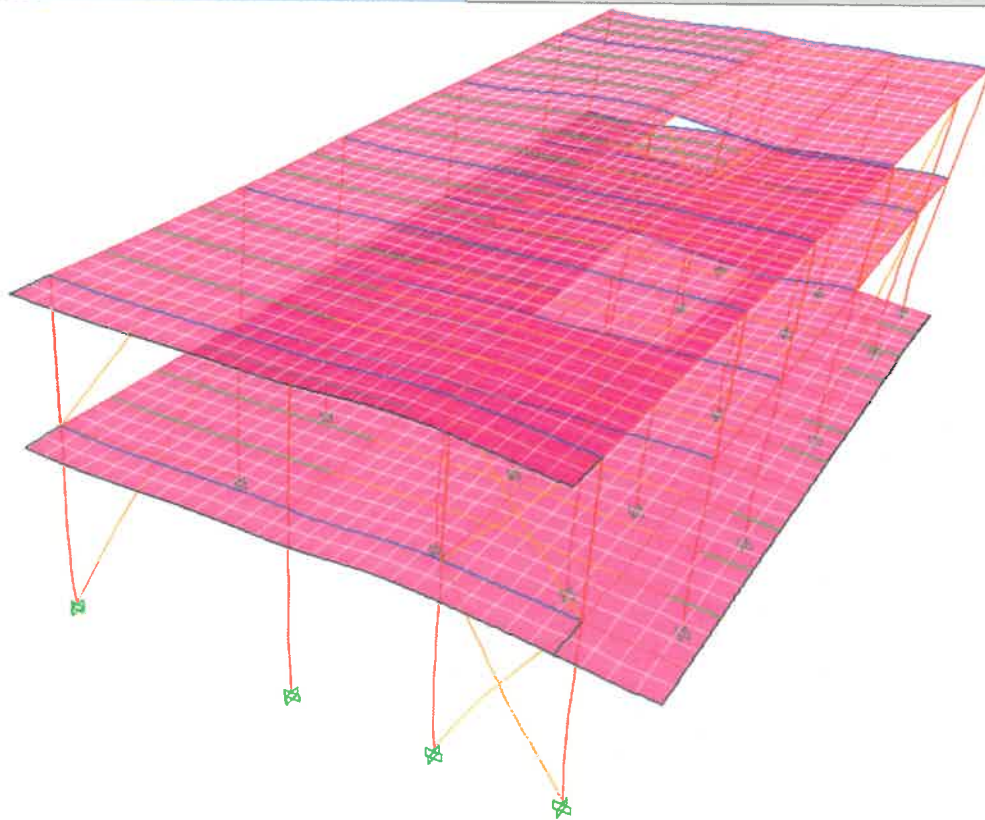
Metoda modală cu spectru de răspuns are la baza suprapunerea răspunsurilor modale maxime asociate modurilor proprii semnificative. Fiecare mod propriu de vibrație este caracterizat de frecvența (perioada) proprie de vibrație, de vectorul propriu (forma proprie) și de fracțiunea din amortizarea critica modală. Se determină răspunsul maxim pentru fiecare mod propriu de vibrație semnificativ și prin suprapunerea răspunsurilor maxime cu reguli de compunere modală se calculează răspunsul maxim total.

Modelul de calcul dinamic pentru seism, cuprinde pe lângă modelul geometric folosit la analiza statică și sistemul de mase concentrate în noduri. Calculul seismic s-a efectuat și printr-o analiză spectrală, în care inputul dinamic s-a introdus sub forma unui spectru seismic de răspuns aplicat la baza structurii, spectru determinat conform normativului P100.

Moduri proprii de vibrație și participarea maselor

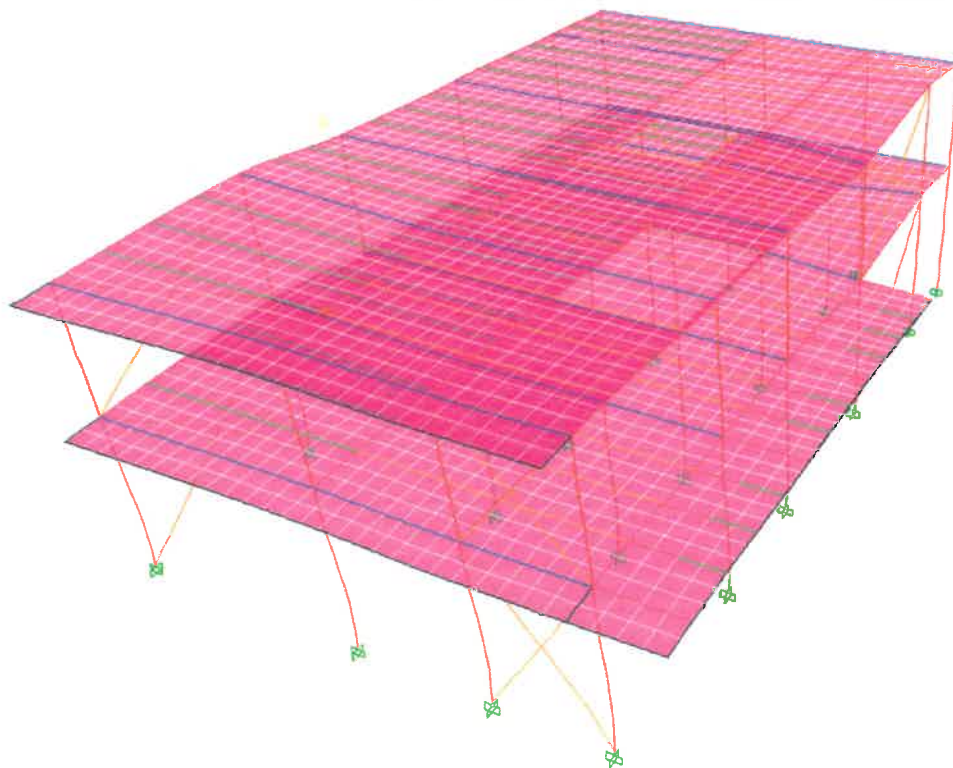
Case	Mode	Period (sec)	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY
Modal	1	0.361	0.8624	0.0005	0	0.8624	0.0005
Modal	2	0.281	0.0011	0.9245	0	0.8635	0.925
Modal	3	0.259	0.0519	0.0022	0	0.9154	0.9272
Modal	4	0.104	0.0698	0.0018	0	0.9852	0.929
Modal	5	0.101	0.0028	0.0674	0	0.988	0.9964
Modal	6	0.084	0.0104	0.0003	0	0.9984	0.9966
Modal	7	0.052	0.0001	6.172E-07	0	0.9986	0.9966
Modal	8	0.051	0.0002	8.096E-07	0	0.9987	0.9966
Modal	9	0.045	0.00002364	0.000003812	0	0.9988	0.9966
Modal	10	0.044	0.000001924	0	0	0.9988	0.9966
Modal	11	0.043	8.416E-07	0.0002	0	0.9988	0.9969
Modal	12	0.038	0.0005	0.0008	0	0.9993	0.9977

3-D View: Mode Shape (Modal) - Mode 1 - Period 0.361

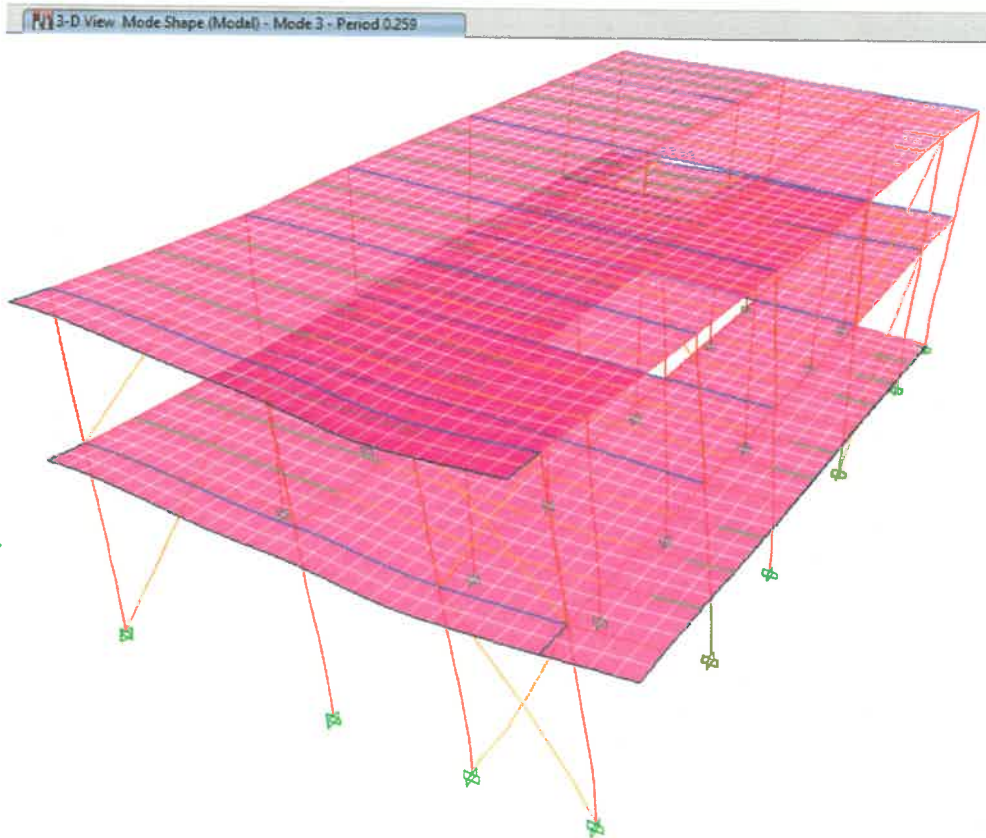


Modul 1 de vibratie

3-D View: Mode Shape (Modal) - Mode 2 - Period 0.281



Modul 2 de vibratie



Modul 3 de vibrație

VERIFICAREA LA DEPLASARI LATERALE

Verificarea la starea limită de serviciu (SLS)

Verificarea la starea limită de serviciu are drept scop menținerea funcțiunii principale a clădirii în urma unor cutremure, ce pot apărea de mai multe ori în viața construcției, prin limitarea degradării elementelor nestructurale și a componentelor instalațiilor construcției. Prin satisfacerea acestei condiții se limitează implicit și costurile reparațiilor necesare pentru aducerea construcției în situația premergătoare seismului.

Verificarea la deplasare se face pe baza expresiei:

$$d_r^{SLS} = v q d_{re} \leq d_{r,a}^{SLS}$$

d_r^{SLS} deplasarea relativă de nivel sub acțiunea seismică asociată SLS

v factor de reducere care ține seama de perioada de revenire mai scurtă a acțiunii seismice.

Valoarea factorului este: 0.5 pentru clădirile încadrate în clasele III

$q = 4$ factorul de comportare specific tipului de structură.

d_{re} deplasarea relativă a aceluiși nivel, determinată prin calcul static elastic sub încărcări seismice de proiectare. Se ia în considerare numai componenta deformației care produce degradarea pereților înrâmați, extrăgând partea datorată deformației axiale a elementelor verticale în cazul în care aceasta are o contribuție

semnificativa la valoare deformației totale. Rigiditatea la incovoiere a elementelor structurale din beton armat, utilizată pentru calculul valorii d_r , se va determina conform tabelului de mai jos.

$d_{r,a}^{SLS}$ valoarea admisibilă a deplasării relative de nivel. $d_{r,a}^{SLS} = 0.005 \cdot h$; h - înălțimea de nivel

Valori de proiectare ale modulelor de rigiditate

Tipul de structură	Natura legăturilor între componentele nestructurale și structura din beton armat	
	Componentele nestructurale contribuie la rigiditatea de ansamblu a structurii	Componentele nestructurale nu interacționează cu structura
Structuri cu pereți	$E_c I_c$	$0,5 E_c I_c$
E_c - Modulul de elasticitate al betonului I_c - Momentul de inerție al secțiunii brute (nefisurate) de beton		

DIRECTIA AXEI Y					
nivel	$d_{r,e}$	v	q	$d_{r,sls}$	$d_{r,lim}$
etaj 1	0.000822	0.5	4	0.0016	0.0050
parter	0.000758	0.5	4	0.0015	0.0050

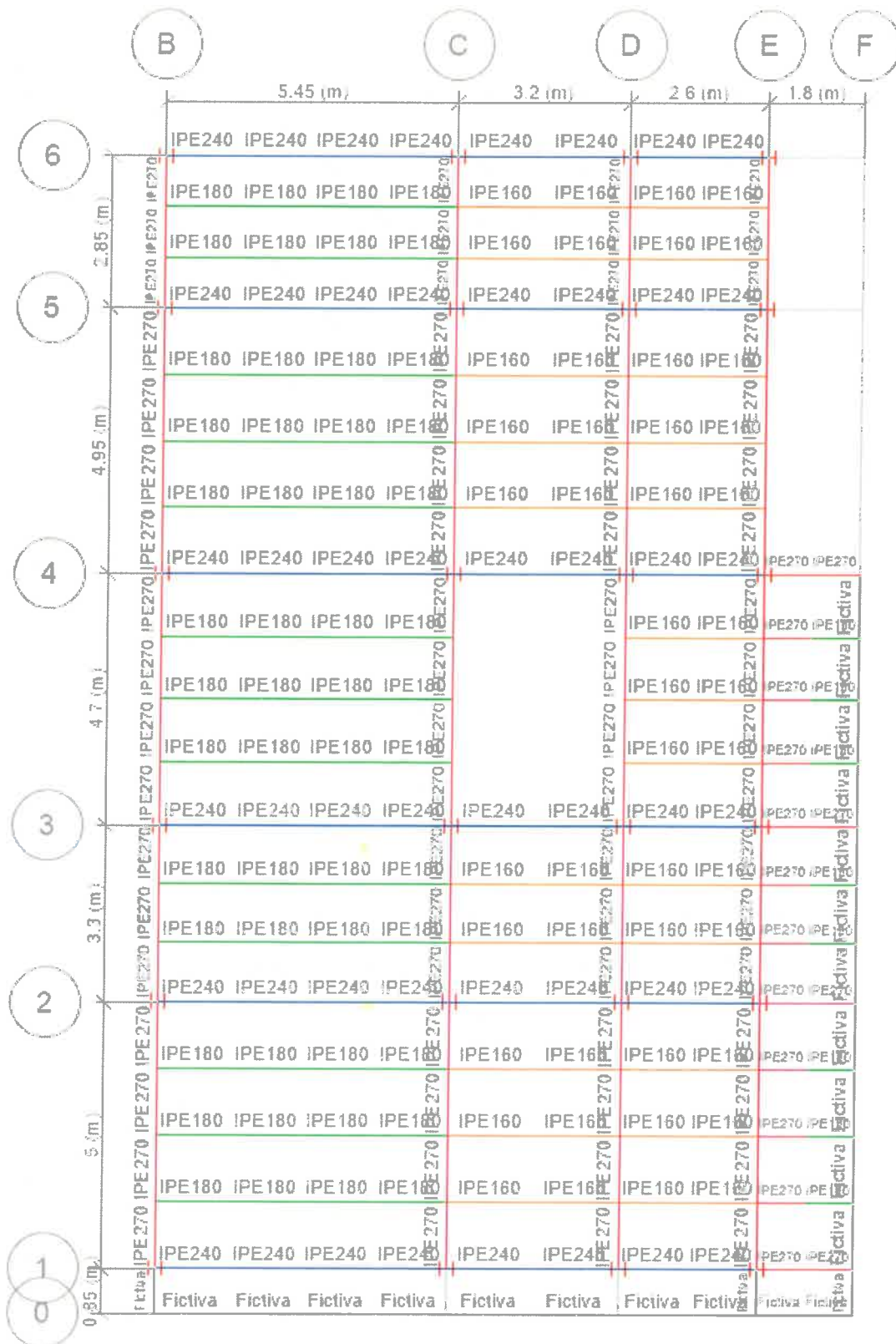
DIRECTIA AXEI X					
nivel	$d_{r,e}$	v	q	$d_{r,sls}$	$d_{r,lim}$
etaj 1	0.001536	0.5	4	0.0031	0.0050
parter	0.001383	0.5	4	0.0028	0.0050

$$d_{r,x}^{SLS} < d_{r,a}^{SLS}$$

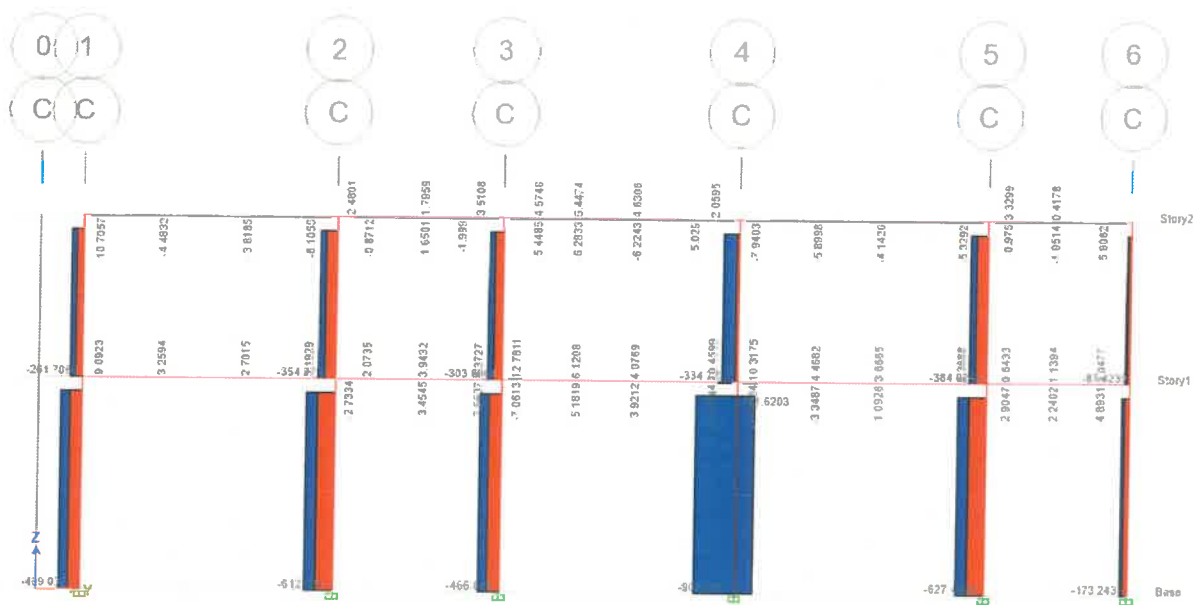
$$d_{r,y}^{SLS} < d_{r,a}^{SLS}$$

d – Calculul elementelor

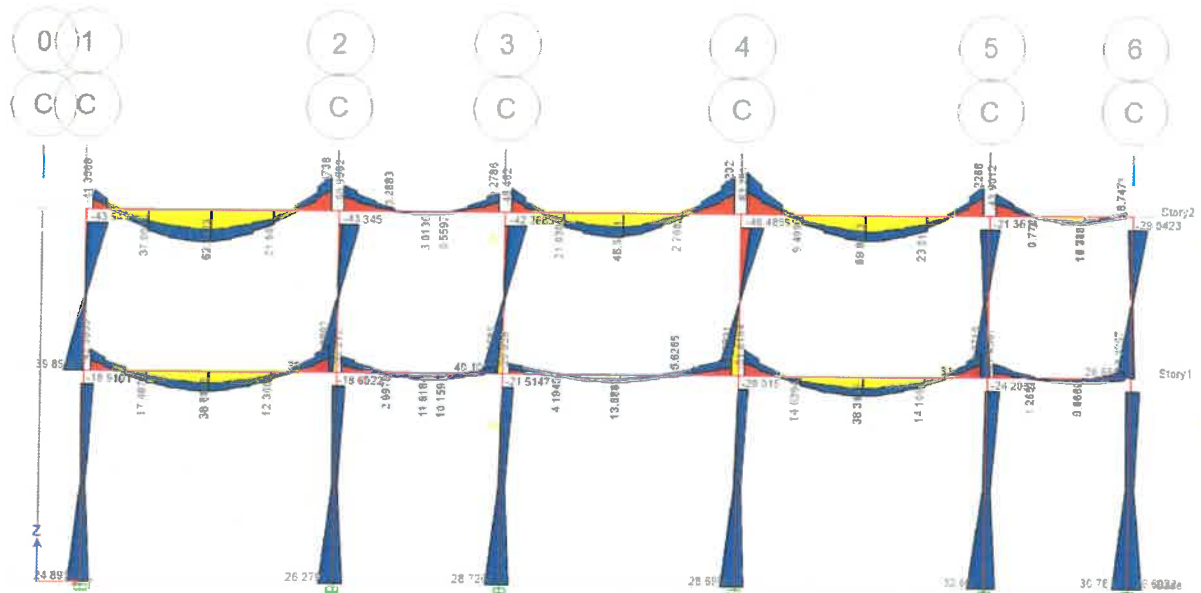
Pentru fiecare ipoteza de incarcare si element al structurii s-a obtinut cate o stare de eforturi si deplasari. Cu ajutorul coeficientilor de incarcare si a gruparilor prezentate in tabelul anterior s-a efectuat un numar de combinatii de eforturi bazate pe principiul suprapunerii liniare.



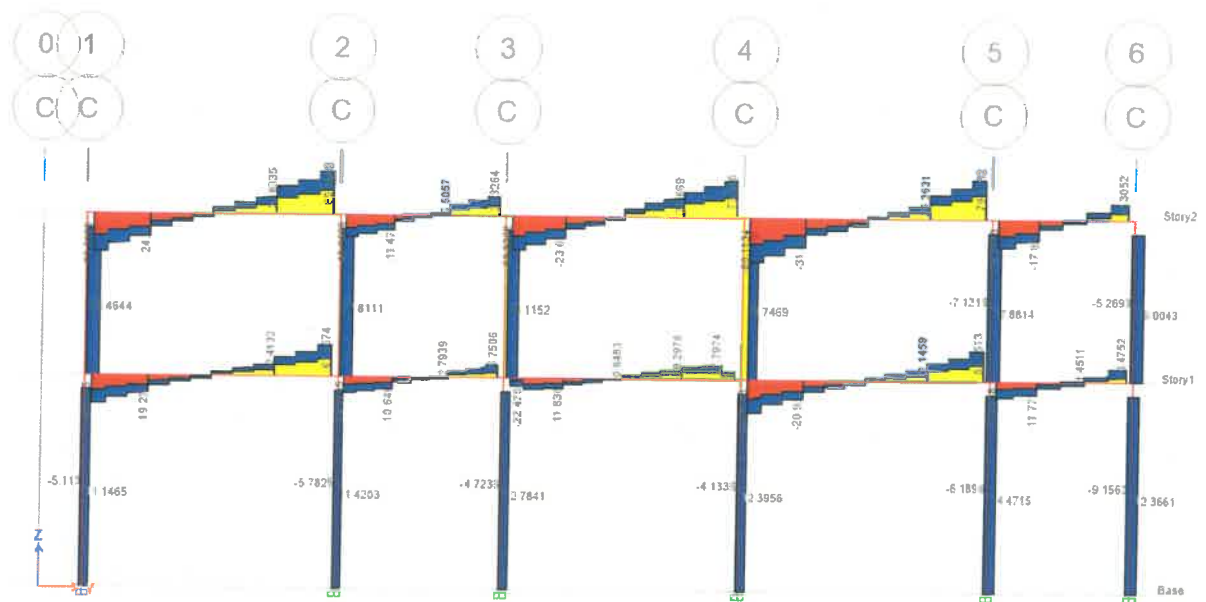
Infasuratoare de eforturi axiale pe cadrul caracteristic C - [kN]



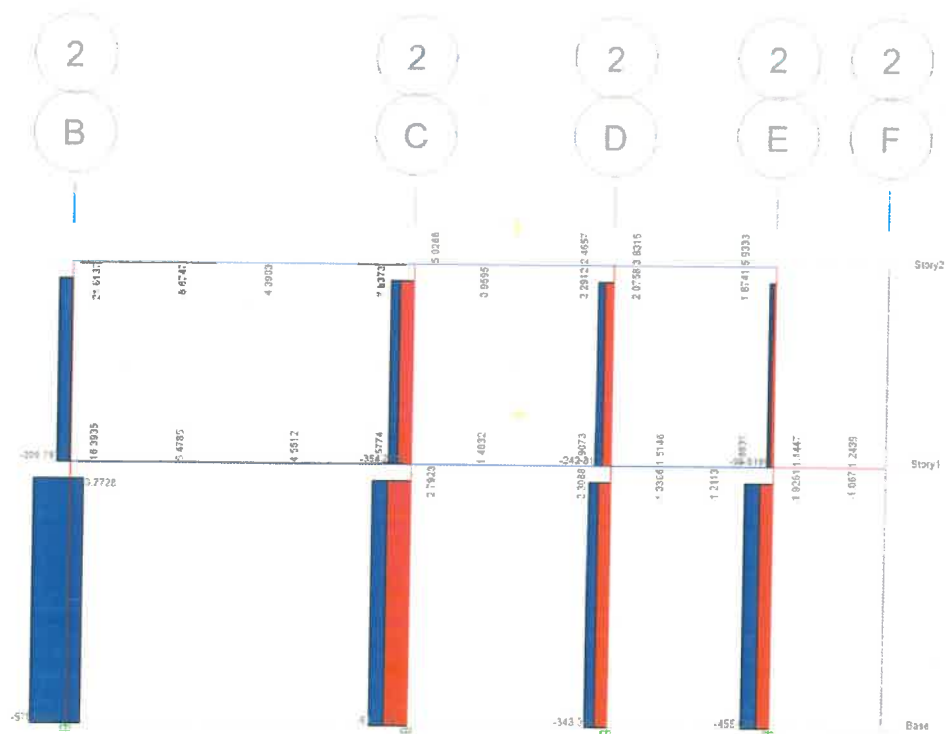
Infasuratoare de momente pe cadrul caracteristic C - [kNm]



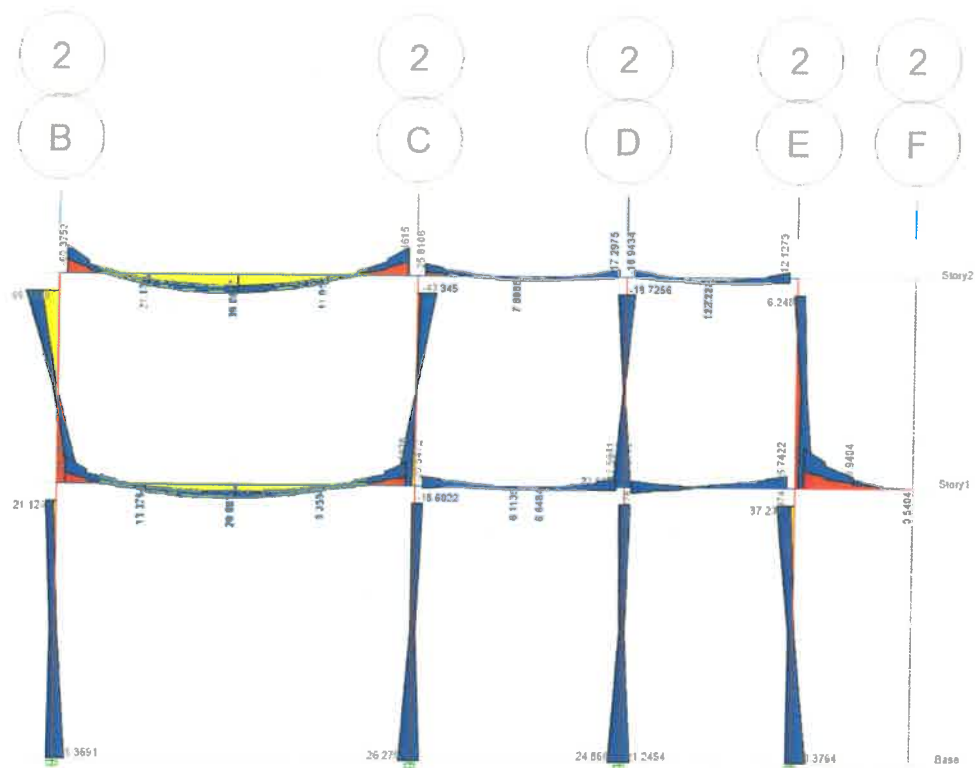
Infasuratoare de taietoare pe cadrul caracteristic C - [kN]



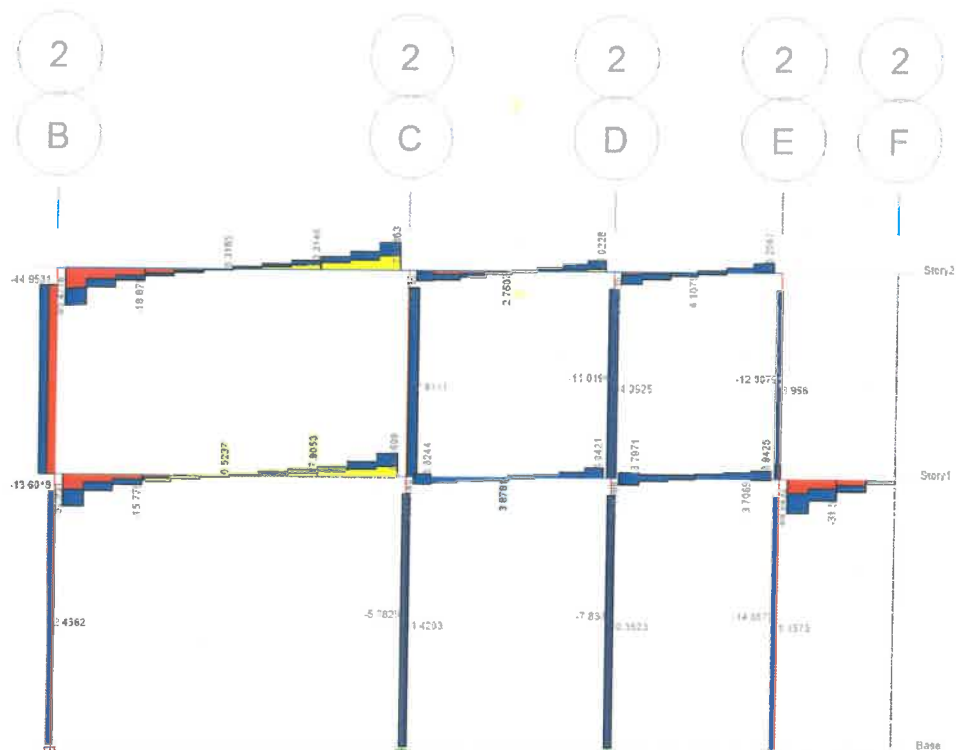
Infasuratoare de eforturi axiale pe cadrul caracteristic 2 - [kN]



Infasuratoare de momente pe cadrul caracteristic 2 - [kNm]



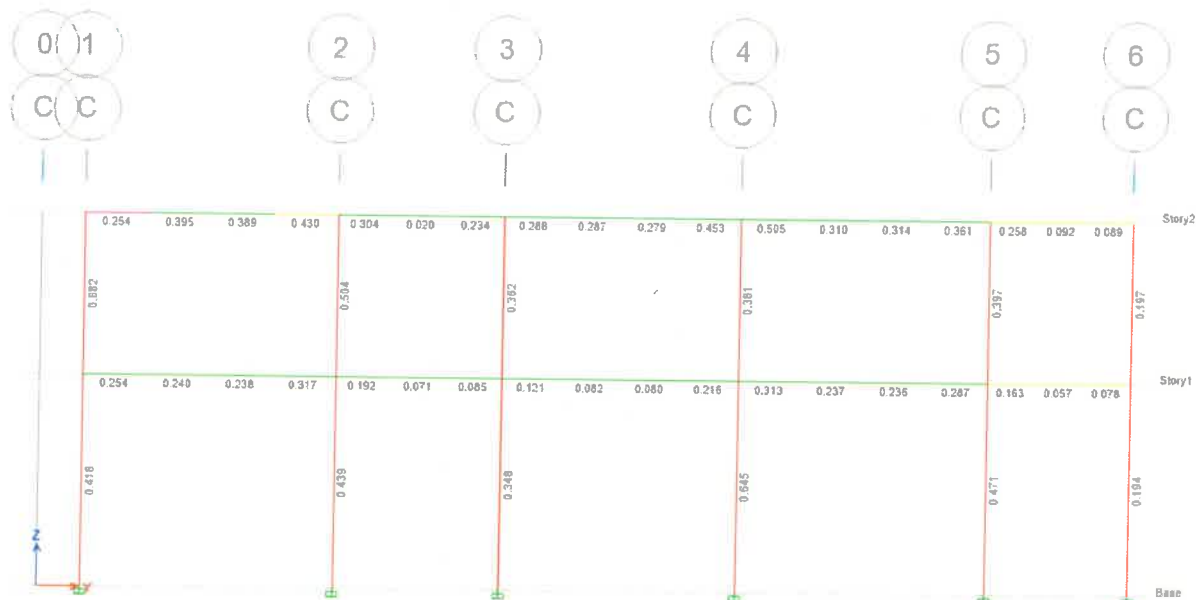
Infasuratoare de taietore pe cadrul caracteristic 2 - [kN]



VERIFICAREA ELEMENTELOR (conf. EUROCODE)

S-au verificat elemnetele, calculandu-se ratia (raportul) intre efectiv si capabil.

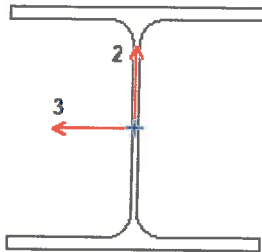
Ratii pe cadrul caracteristic C



Ratii pe cadrul caracteristic 2



VERIFICARE STALP AX C - 4



Element Details (Part 1 of 2)

Level	Element	Length (m)	Location (m)	Combo	Design Type	Element Type	Section
Story1	C31	4.2	0	SEISM-STATIC-XN	Column	Special Moment Frame	HE260A

Element Details (Part 2 of 2)

Classification	Rolled
Non-Compact	Yes

Design Parameters

National Annex	Combination Equation	Analysis Type	Reliability
CEN Default	Eq. 6.10	Method 2 (Annex B)	Class 2

Seismic Parameters

MultiResponse	P-Δ Done?	Ignore Seismic Code?	Ignore Special EQ Load?	D/P Plug Welded?
Envelopes	No	No	No	Yes

Design Code Parameters

γ _{M0}	γ _{M1}	γ _{M2}	A _n / A _g	LLRF	PLLF	Stress ratio Limit
1	1	1.25	1	0.679	0.75	0.95

Design Code Parameters

q	Ω	γ _{OV}
4	1	1.25

Section Properties

A (m²)	I _{yy} (m⁴)	i _{yy} (m)	W _{el,yy} (m³)	A _{v,y} (m²)	W _{pl,yy} (m³)	I _{yz} (m⁴)	I _t (m⁴)
0.0087	0.000105	0.10972	0.000836	0.0029	0.00092	0	0.000001

I _{zz} (m⁴)	i _{zz} (m)	W _{el,zz} (m³)	A _{v,z} (m²)	W _{pl,zz} (m³)	I _w (m⁶)	h (m)
0.000037	0.06501	0.000282	0.007	0.00043	0	0.25

A _{eff} (m²)	e _{Ny} (m)	e _{Nz} (m)	W _{ef,yy} (m³)	W _{ef,zz} (m³)
0.0087	0	0	0.000836	0.000282

Material Properties

E (kN/m²)	f _y (kN/m²)	f _u (kN/m²)
210000000	355000	510000

Stress Check Forces and Moments

Location (m)	N _{Ed} (kN)	M _{Ed,yy} (kN-m)	M _{Ed,zz} (kN-m)	V _{Ed,z} (kN)	V _{Ed,y} (kN)	T _{Ed} (kN-m)
0	-908.365	-17.6688	-2.6623	-5.0017	-2.2771	0.0006

Demand/Capacity (D/C) Ratio 6.3.3(4)-6.62

$$D/C \text{ Ratio} = N_{Ed} / (\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}) + k_{zy} [M_{y,Ed} / (\chi_{LT} M_{y,Rk} / \gamma_{M1})] + k_{zz} [M_{z,Ed} / (M_{z,Rk} / \gamma_{M1})]$$

$$0.636 = 0.56 + 0.063 + 0.013$$

Basic Factors

Buckling Mode	K Factor	L Factor	L Length (m)	L _{cr} / i
Major (y-y)	1.55	0.936	3.93	55.513
Major Braced	1	0.936	3.93	35.817
Minor (z-z)	1.293	0.936	3.93	78.196
Minor Braced	1	0.936	3.93	60.456
LTB	1.293	0.936	3.93	78.196

Axial Force Design

	N _{Ed} Force kN	N _{c,Rd} Capacity kN	N _{t,Rd} Capacity kN	N _{byy,Rd} Major kN	N _{bzz,Rd} Minor kN
Axial	-908.365	3081.4	3081.4	2368.1212	1622.3288

N _{pl,Rd} kN	N _{u,Rd} kN	N _{cr,T} kN	N _{cr,TF} kN	A _n / A _g Unitless
3081.4	3187.296	5237.9348	5237.9348	1

Design Parameters for Axial Design

	Curve	α	N _{cr} (kN)	λ	Φ	χ	N _{bd,Rd} (kN)
Major (y-y)	b	0.34	5837.8087	0.727	0.853	0.769	2368.1212
MajorB (y-y)	b	0.34	14023.3002	0.469	0.656	0.898	2368.1212
Minor (z-z)	c	0.49	2942.2026	1.023	1.225	0.526	1622.3288
MinorB (z-z)	c	0.49	4922.2455	0.791	0.958	0.668	1622.3288
Torsional TF	c	0.49	5237.9348	0.767	0.933	0.683	2104.227

Moment Designs

	M _{Ed} Moment kN-m	M _{Ed,span} Moment kN-m	M _{c,Rd} Capacity kN-m	M _{v,Rd} kN-m	M _{n,Rd} kN-m	M _{b,Rd} Capacity kN-m
Major (y-y)	-17.6688	-17.6688	296.78	296.78	239.3488	266.4847
Minor (z-z)	-2.6623	-2.6623	100.1646	100.1646	99.8245	

Moment Designs

	Section	Flange	Web	ε (Unitless)	α (Unitless)	ψ (Unitless)
Compactness	Non-Compact	Non-Compact	Seismic MD	0.814	1	-0.41

	Curve	α _{LT}	λ _{LT}	Φ _{LT}	χ _{LT}	C ₁	M _{cr} (kN-m)
LTB	a	0.21	0.579	0.707	0.898	1.771	886.4518

	C _{my}	C _{mz}	C _{mLT}	k _{yy}	k _{yz}	k _{zy}	k _{zz}
Factors	0.632	0.4	0.632	0.691	0.484	0.954	0.484

Shear Design

	V _{Ed} Force (kN)	V _{c,Rd} Capacity (kN)	T _{Ed} /Torsion (kN-m)	Stress Ratio	Status Check
Major (z)	5.0017	589.0016	0.0006	0.007	OK
Minor (y)	2.2771	1433.1776	0.0006	0.001	OK

Shear Design

	V _{pl,Rd} (kN)	η (Unitless)	λ _w (Unitless)
Reduction	589.0016	1.2	0.427

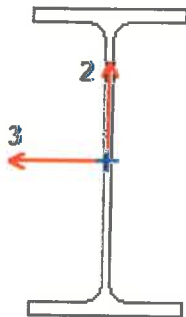
Joint Design

Continuity Plate Area (m²)	Load Combo	Doubler (m)	Load Combo
0.0008	GFVX1.5	0.01921	SEISM-STATIC-XN

Beam/Column Capacity Ratios

Major Ratio	Load Combo	Minor Ratio	Load Combo
1.046	SEISM-STATIC-YN	3.091	SEISM-STATIC-YN

VERIFICARE GRINDA AX 2



Element Details

Level	Element	Length (m)	Location (m)	Combo	Design Type	Element Type	Section	Classification	Rolled
Story2	B298	1.3625	0.125	GFVX1.05	Beam	DCH MRF	IPE240	Class 1	Yes

Design Parameters

National Annex	Combination Equation	Analysis Type	Reliability
CEN Default	Eq. 6.10	Method 2 (Annex B)	Class 2

Design Code Parameters

γ _{M0}	γ _{M1}	γ _{M2}	A _n /A _g	LLRF	PLLF	Stress ratio Limit
1	1	1.25	1	1	0.75	0.95

Section Properties

A (m²)	I _{yy} (m⁴)	I _{yy} (m)	W _{el,yy} (m³)	A _{v,y} (m²)	W _{pl,yy} (m³)	I _{yz} (m⁴)	I _t (m⁴)
0.0039	0.000039	0.09977	0.000324	0.0019	0.000367	0	1.3E-07

I _{zz} (m⁴)	I _{zz} (m)	W _{el,zz} (m³)	A _{v,z} (m²)	W _{pl,zz} (m³)	I _w (m⁶)	h (m)
0.000003	0.02695	0.000047	0.0025	0.000074	0	0.24

$A_{eff} (m^2)$	$e_{Ny} (m)$	$e_{Nz} (m)$	$W_{ef,yy} (m^3)$	$W_{ef,zz} (m^3)$
0.0039	0	0	0.000324	0.000047

Material Properties

$E (kN/m^2)$	$f_y (kN/m^2)$	$f_u (kN/m^2)$
210000000	355000	510000

Stress Check Forces and Moments

Location (m)	$N_{Ed} (kN)$	$M_{Ed,yy} (kN-m)$	$M_{Ed,zz} (kN-m)$	$V_{Ed,z} (kN)$	$V_{Ed,y} (kN)$	$T_{Ed} (kN-m)$
0.125	-21.6137	-60.3753	0.3537	-95.4718	1.133	0.0147

Demand/Capacity (D/C) Ratio 6.3.3(4)-6.61

$$D/C \text{ Ratio} = N_{Ed} / (\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}) + k_{yy} [M_{y,Ed} / (\chi_{LT} M_{y,Rk} / \gamma_{M1})] + k_{yz} [M_{z,Ed} / (M_{z,Rk} / \gamma_{M1})]$$

$$0.503 = 0.018 + 0.482 + 0.003$$

Basic Factors

Buckling Mode	K Factor	L Factor	L Length (m)	L_{cr} / i
Major (y-y)	1	3.817	5.2	52.12
Major Braced	1	3.817	5.2	52.12
Minor (z-z)	1	0.908	1.2375	45.917
Minor Braced	1	0.908	1.2375	45.917
LTB	1	0.908	1.2375	45.917

Axial Force Design

	N_{Ed} Force kN	$N_{c,Rd}$ Capacity kN	$N_{t,Rd}$ Capacity kN	$N_{byy,Rd}$ Major kN	$N_{bzz,Rd}$ Minor kN
Axial	-21.6137	1388.05	1388.05	1188.1372	1161.2268

$N_{pl,Rd}$ kN	$N_{u,Rd}$ kN	$N_{cr,T}$ kN	$N_{cr,TF}$ kN	A_n / A_g Unitless
1388.05	1435.752	5721.3261	5721.3256	1

Design Parameters for Axial Design

	Curve	α	$N_{cr} (kN)$	λ	Φ	χ	$N_{b,Rd} (kN)$
Major (y-y)	a	0.21	2983.2193	0.682	0.783	0.856	1188.1372
MajorB (y-y)	a	0.21	2983.2193	0.682	0.783	0.856	1188.1372
Minor (z-z)	b	0.34	3843.6777	0.601	0.749	0.837	1161.2268
MinorB (z-z)	b	0.34	3843.6777	0.601	0.749	0.837	1161.2268
Torsional TF	b	0.34	5721.3256	0.493	0.671	0.887	1231.8923

Moment Designs

	M_{Ed} Moment kN-m	$M_{Ed,span}$ Moment kN-m	$M_{c,Rd}$ Capacity kN-m	$M_{v,Rd}$ kN-m	$M_{n,Rd}$ kN-m	$M_{b,Rd}$ Capacity kN-m
Major (y-y)	-60.3753	-60.3753	130.285	130.285	130.285	126.4761
Minor (z-z)	0.3537	0.3537	26.2345	26.2345	26.2345	

Moment Designs

	Section	Flange	Web	ϵ (Unitless)	α (Unitless)	ψ (Unitless)
Compactness	Class 1	Class 1	Class 1	0.814	0.526	-0.969

	Curve	α_{LT}	λ_{LT}	Φ_{LT}	χ_{LT}	C_1	M_{cr} (kN-m)
LTB	a	0.21	0.328	0.567	0.971	2.493	1208.1036

	C_{my}	C_{mz}	C_{mLT}	k_{yy}	k_{yz}	k_{zy}	k_{zz}
Factors	1	0.4	0.4	1.009	0.243	0.993	0.404

Shear Design

	V_{Ed} Force (kN)	$V_{c,Rd}$ Capacity (kN)	T_{Ed} /Torsion (kN-m)	Stress Ratio	Status Check
Major (z)	95.4718	392.0379	0.0147	0.244	OK
Minor (y)	1.133	521.318	0.0147	0.002	OK

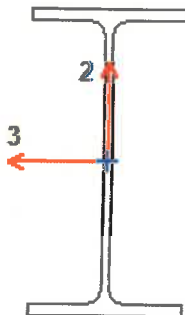
Shear Design

	$V_{pl,Rd}$ (kN)	η (Unitless)	λ_w (Unitless)
Reduction	392.0379	1.2	0.506

End Reaction Major Shear Forces

Left End Reaction (kN)	Load Combo	Right End Reaction (kN)	Load Combo
254.7796	GFVY1.05		

VERIFICARE GRINDA AX C



Element Details (Part 1 of 2)

Level	Element	Length (m)	Location (m)	Combo	Design Type	Element Type	Section
Story2	B13	1.2375	1.2375	SEISM-STATIC-YN	Beam	DCH MRF	IPE270

Element Details (Part 2 of 2)

Classification	Rolled
Class 1	Yes

Design Parameters

National Annex	Combination Equation	Analysis Type	Reliability
CEN Default	Eq. 6.10	Method 2 (Annex B)	Class 2

Seismic Parameters

MultiResponse	P-Δ Done?	Ignore Seismic Code?	Ignore Special EQ Load?	D/P Plug Welded?
Envelopes	No	No	No	Yes

Design Code Parameters

γ_{M0}	γ_{M1}	γ_{M2}	A_n / A_g	LLRF	PLLF	Stress ratio Limit
1	1	1.25	1	1	0.75	0.95

Design Code Parameters

q	Ω	γ_{OV}
4	1	1.25

Section Properties

A (m ²)	I_{yy} (m ⁴)	i_{yy} (m)	$W_{el,yy}$ (m ³)	$A_{v,y}$ (m ²)	$W_{pl,yy}$ (m ³)	I_{yz} (m ⁴)	I_t (m ⁴)
0.0046	0.000058	0.11231	0.000429	0.0022	0.000484	0	1.59E-07

I_{zz} (m ⁴)	i_{zz} (m)	$W_{el,zz}$ (m ³)	$A_{v,z}$ (m ²)	$W_{pl,zz}$ (m ³)	I_w (m ⁶)	h (m)
0.000004	0.03025	0.000062	0.0029	0.000097	0	0.27

A_{eff} (m ²)	e_{Ny} (m)	e_{Nz} (m)	$W_{ef,yy}$ (m ³)	$W_{ef,zz}$ (m ³)
0.0046	0	0	0.000429	0.000062

Material Properties

E (kN/m ²)	f_y (kN/m ²)	f_u (kN/m ²)
210000000	355000	510000

Stress Check Forces and Moments

Location (m)	N_{Ed} (kN)	$M_{Ed,yy}$ (kN-m)	$M_{Ed,zz}$ (kN-m)	$V_{Ed,z}$ (kN)	$V_{Ed,y}$ (kN)	T_{Ed} (kN-m)
1.2375	-6.1047	5.4521	-0.0133	-277.6889	0.1137	-0.004

Demand/Capacity (D/C) Ratio 6.3.3(4)-6.62

$$D/C \text{ Ratio} = N_{Ed} / (\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}) + k_{zy} [M_{y,Ed} / (\chi_{LT} M_{y,Rk} / \gamma_{M1})] + k_{zz} [M_{z,Ed} / (M_{z,Rk} / \gamma_{M1})]$$

$$0.038 = 0.004 + 0.032 + 0.002$$

Basic Factors

Buckling Mode	K Factor	L Factor	L Length (m)	L_{cr} / i
Major (y-y)	1	3.79	4.69	41.758
Major Braced	1	3.79	4.69	41.758
Minor (z-z)	1	0.895	1.1075	36.612
Minor Braced	1	0.895	1.1075	36.612
LTB	1	0.895	1.1075	36.612

Axial Force Design

	N_{Ed} Force kN	$N_{c,Rd}$ Capacity kN	$N_{t,Rd}$ Capacity kN	$N_{byy,Rd}$ Major kN	$N_{bzz,Rd}$ Minor kN
Axial	-6.1047	1629.45	1629.45	1481.4651	1455.64

$N_{pl,Rd}$ kN	$N_{u,Rd}$ kN	$N_{cr,T}$ kN	$N_{cr,TF}$ kN	A_n / A_g Unitless
1629.45	1685.448	9764.1833	9764.1833	1

Design Parameters for Axial Design

Curve	α	N_{cr} (kN)	λ	Φ	χ	$N_{bd,Rd}$ (kN)
-------	----------	---------------	-----------	--------	--------	------------------

	Curve	α	N_{cr} (kN)	λ	Φ	χ	$N_{b,d,Rd}$ (kN)
Major (y-y)	a	0.21	5455.7181	0.547	0.686	0.909	1481.4651
MajorB (y-y)	a	0.21	5455.7181	0.547	0.686	0.909	1481.4651
Minor (z-z)	b	0.34	7097.099	0.479	0.662	0.893	1455.64
MinorB (z-z)	b	0.34	7097.099	0.479	0.662	0.893	1455.64
Torsional TF	b	0.34	9764.1833	0.409	0.619	0.923	1503.4655

Moment Designs

	M_{Ed} Moment kN-m	$M_{Ed,span}$ Moment kN-m	$M_{c,Rd}$ Capacity kN-m	$M_{v,Rd}$ kN-m	$M_{n,Rd}$ kN-m	$M_{b,Rd}$ Capacity kN-m
Major (y-y)	5.4521	5.4521	171.82	169.9481	171.82	167.9052
Minor (z-z)	-0.0133	-0.1595	34.435	34.435	34.435	

Moment Designs

	Section	Flange	Web	ϵ (Unitless)	α (Unitless)	ψ (Unitless)
Compactness	Class 1	Class 1	Class 1	0.814	0.506	-0.993

	Curve	α_{LT}	λ_{LT}	Φ_{LT}	χ_{LT}	C_1	M_{cr} (kN-m)
LTB	a	0.21	0.301	0.556	0.977	1.956	1894.1306

	C_{my}	C_{mz}	C_{mLT}	k_{yy}	k_{yz}	k_{zy}	k_{zz}
Factors	1	0.4	0.5	1.001	0.24	0.999	0.401

Shear Design

	V_{Ed} Force (kN)	$V_{c,Rd}$ Capacity (kN)	T_{Ed} /Torsion (kN-m)	Stress Ratio	Status Check
Major (z)	277.6889	452.8206	-0.004	0.613	OK
Minor (y)	0.1137	603.1213	-0.004	1.884E-04	OK

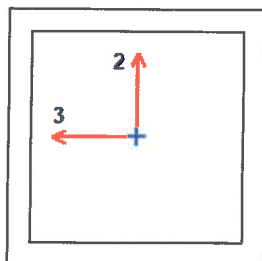
Shear Design

	$V_{pl,Rd}$ (kN)	η (Unitless)	λ_w (Unitless)
Reduction	452.8206	1.2	0.538

End Reaction Major Shear Forces

Left End Reaction (kN)	Load Combo	Right End Reaction (kN)	Load Combo
375.4442	GFVY1.05		

VERIFICARE CONTRAVANTURE



Element Details (Part 1 of 2)

Level	Element	Length (m)	Location (m)	Combo	Design Type	Element Type	Section
-------	---------	------------	--------------	-------	-------------	--------------	---------

Level	Element	Length (m)	Location (m)	Combo	Design Type	Element Type	Section
Story1	D11	5.28015	2.64008	SEISM-STATIC-XN	Brace	DCH MRF	TUBO140X140X12.5

Element Details (Part 2 of 2)

Classification	Rolled
Class 1	Yes

Design Parameters

National Annex	Combination Equation	Analysis Type	Reliability
CEN Default	Eq. 6.10	Method 2 (Annex B)	Class 2

Seismic Parameters

MultiResponse	P-Δ Done?	Ignore Seismic Code?	Ignore Special EQ Load?	D/P Plug Welded?
Envelopes	No	No	No	Yes

Design Code Parameters

γ_{M0}	γ_{M1}	γ_{M2}	A_n / A_g	LLRF	PLLF	Stress ratio Limit
1	1	1.25	1	1	0.75	0.95

Design Code Parameters

q	Ω	γ_{ov}
4	1	1.25

Section Properties

A (m²)	I_{yy} (m⁴)	i_{yy} (m)	$W_{el,yy}$ (m³)	$A_{v,y}$ (m²)	$W_{pl,yy}$ (m³)	I_{yz} (m⁴)	I_t (m⁴)
0.0064	0.000017	0.0523	0.000249	0.0032	0.000306	0	0.000026

I_{zz} (m⁴)	i_{zz} (m)	$W_{el,zz}$ (m³)	$A_{v,z}$ (m²)	$W_{pl,zz}$ (m³)	I_w (m⁶)	h (m)
0.000017	0.0523	0.000249	0.0032	0.000306		0.14

A_{eff} (m²)	e_{Ny} (m)	e_{Nz} (m)	$W_{ef,yy}$ (m³)	$W_{ef,zz}$ (m³)
0.0064	0	0	0.000249	0.000249

Material Properties

E (kN/m²)	f_y (kN/m²)	f_u (kN/m²)
210000000	355000	510000

Stress Check Forces and Moments

Location (m)	N_{Ed} (kN)	$M_{Ed,yy}$ (kN-m)	$M_{Ed,zz}$ (kN-m)	$V_{Ed,z}$ (kN)	$V_{Ed,y}$ (kN)	T_{Ed} (kN-m)
2.64008	-540.19	2.4131	-0.7539	-0.4925	0.6057	0.0861

Demand/Capacity (D/C) Ratio 6.3.3(4)-6.62

$$D/C \text{ Ratio} = N_{Ed} / (\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}) + k_{zy} [M_{y,Ed} / (\chi_{LT} M_{y,Rk} / \gamma_{M1})] + k_{zz} [M_{z,Ed} / (M_{z,Rk} / \gamma_{M1})]$$

$$0.547 = 0.52 + 0.015 + 0.011$$

Basic Factors

Buckling Mode	K Factor	L Factor	L Length (m)	L_{cr} / i
Major (y-y)	1	0.5	2.64008	50.476

Buckling Mode	K Factor	L Factor	L Length (m)	L_{cr} / l
Major Braced	1	0.5	2.64008	50.476
Minor (z-z)	1	1	5.28015	100.952
Minor Braced	1	1	5.28015	100.952
LTB	1	1	5.28015	100.952

Axial Force Design

	N_{Ed} Force kN	$N_{c,Rd}$ Capacity kN	$N_{t,Rd}$ Capacity kN	$N_{b,y,Rd}$ Major kN	$N_{b,z,Rd}$ Minor kN
Axial	-540.19	2263.125	2263.125	1958.6871	1037.9064

$N_{pl,Rd}$ kN	$N_{u,Rd}$ kN	$N_{cr,T}$ kN	$N_{cr,TF}$ kN	A_n / A_g Unitless
2263.125	2340.9	382487.3224	1296.5008	1

Design Parameters for Axial Design

	Curve	α	N_{cr} (kN)	λ	Φ	χ	$N_{b,Rd}$ (kN)
Major (y-y)	a	0.21	5186.0027	0.661	0.767	0.865	1958.6871
MajorB (y-y)	a	0.21	5186.0027	0.661	0.767	0.865	1958.6871
Minor (z-z)	a	0.21	1296.5007	1.321	1.491	0.459	1037.9064
MinorB (z-z)	a	0.21	1296.5007	1.321	1.491	0.459	1037.9064
Torsional TF	a	0.21	1296.5008	1.321	1.491	0.459	1037.9064

Moment Designs

	M_{Ed} Moment kN-m	$M_{Ed,span}$ Moment kN-m	$M_{c,Rd}$ Capacity kN-m	$M_{v,Rd}$ kN-m	$M_{n,Rd}$ kN-m	$M_{b,Rd}$ Capacity kN-m
Major (y-y)	2.4131	2.4131	108.559	108.559	106.7086	108.559
Minor (z-z)	-0.7539	-1.2462	108.559	108.559	106.7086	

Moment Designs

	Section	Flange	Web	ϵ (Unitless)	α (Unitless)	ψ (Unitless)
Compactness	Class 1	Class 1	Class 1	0.814	0.858	-0.523

	Curve	α_{LT}	λ_{LT}	Φ_{LT}	χ_{LT}	C_1	M_{cr} (kN-m)
LTB	d	0.76	0.196	0.518	1	1.708	2814.1637

	C_{my}	C_{mz}	C_{mLT}	k_{yy}	k_{yz}	k_{zy}	k_{zz}
Factors	1	0.684	0.684	1.127	0.581	0.676	0.969

Shear Design

	V_{Ed} Force (kN)	$V_{c,Rd}$ Capacity (kN)	T_{Ed} /Torsion (kN-m)	Stress Ratio	Status Check
Major (z)	0.4925	653.3076	0.0861	0.001	OK
Minor (y)	0.6057	653.3076	0.0861	0.001	OK

Shear Design

	$V_{pl,Rd}$ (kN)	η (Unitless)	λ_w (Unitless)
Reduction	653.3076	1.2	0.131

End Reaction Axial Forces

Left End Reaction (kN)	Load Combo	Right End Reaction (kN)	Load Combo
-541.2205	GFVY1.05	-537.0209	GFVY1.05

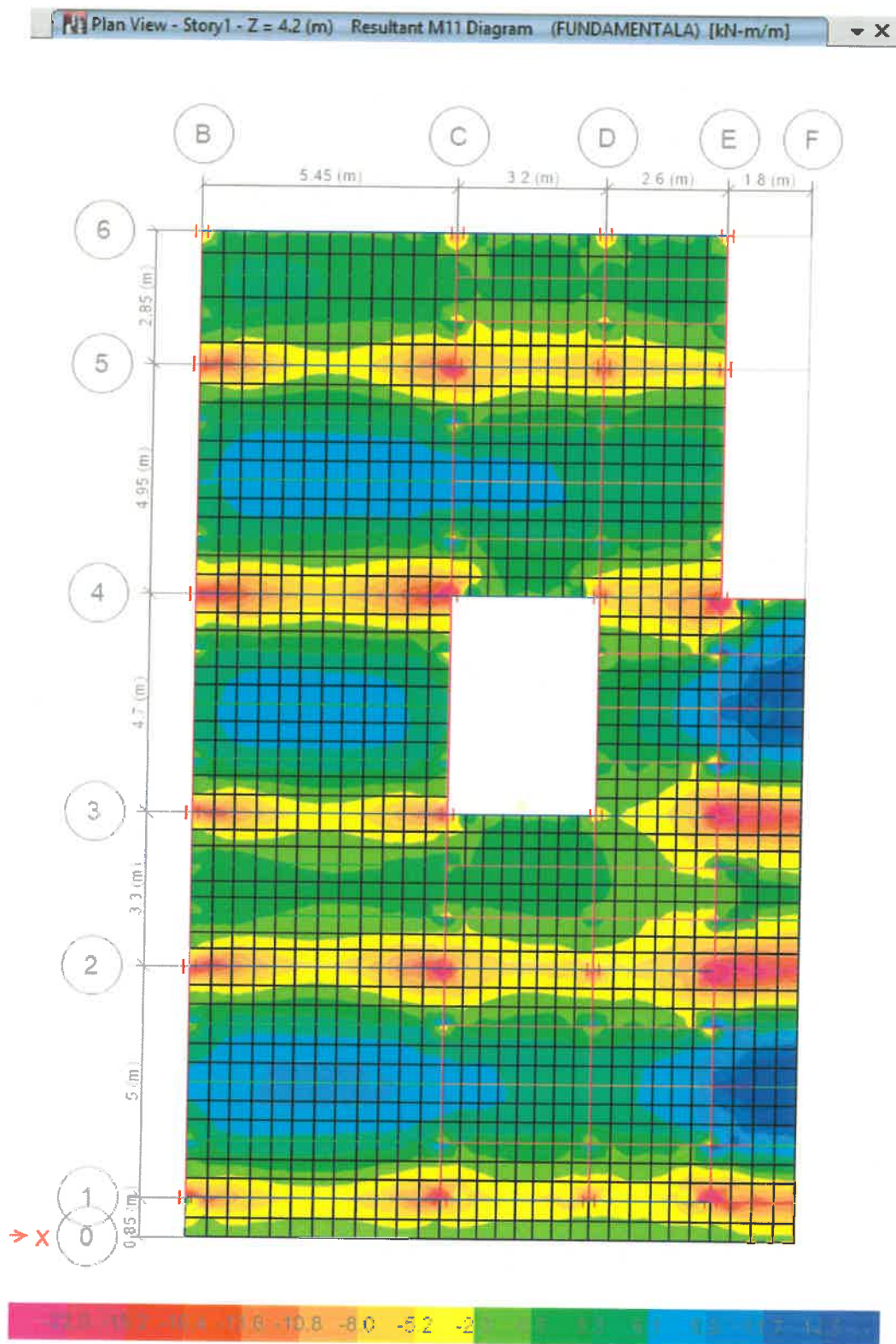
CALCULUL PLACILOR

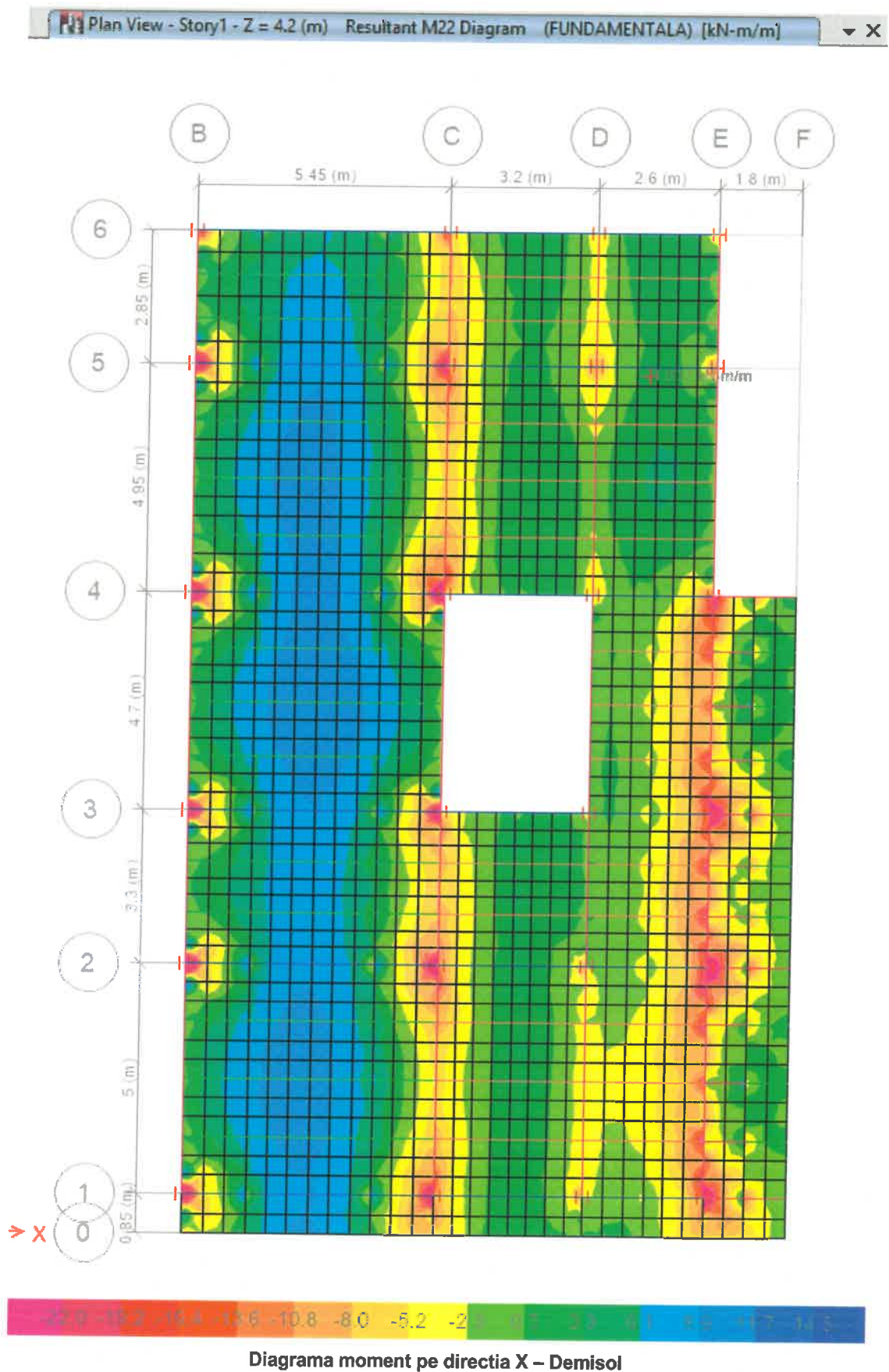
Momentul capabil in camp: Ø8/10

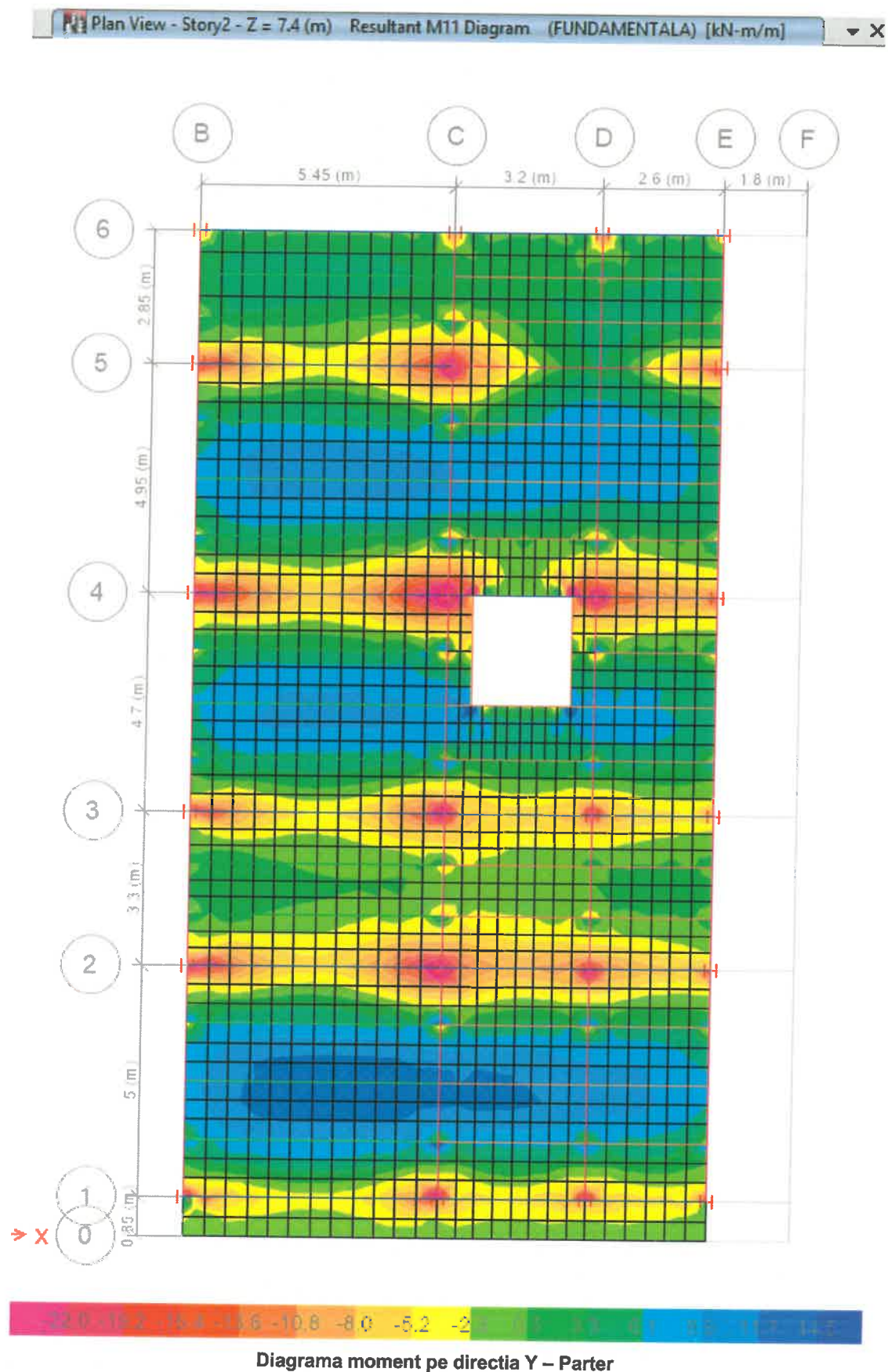
$M_c^{max} = 14.5 \text{ kNm}$

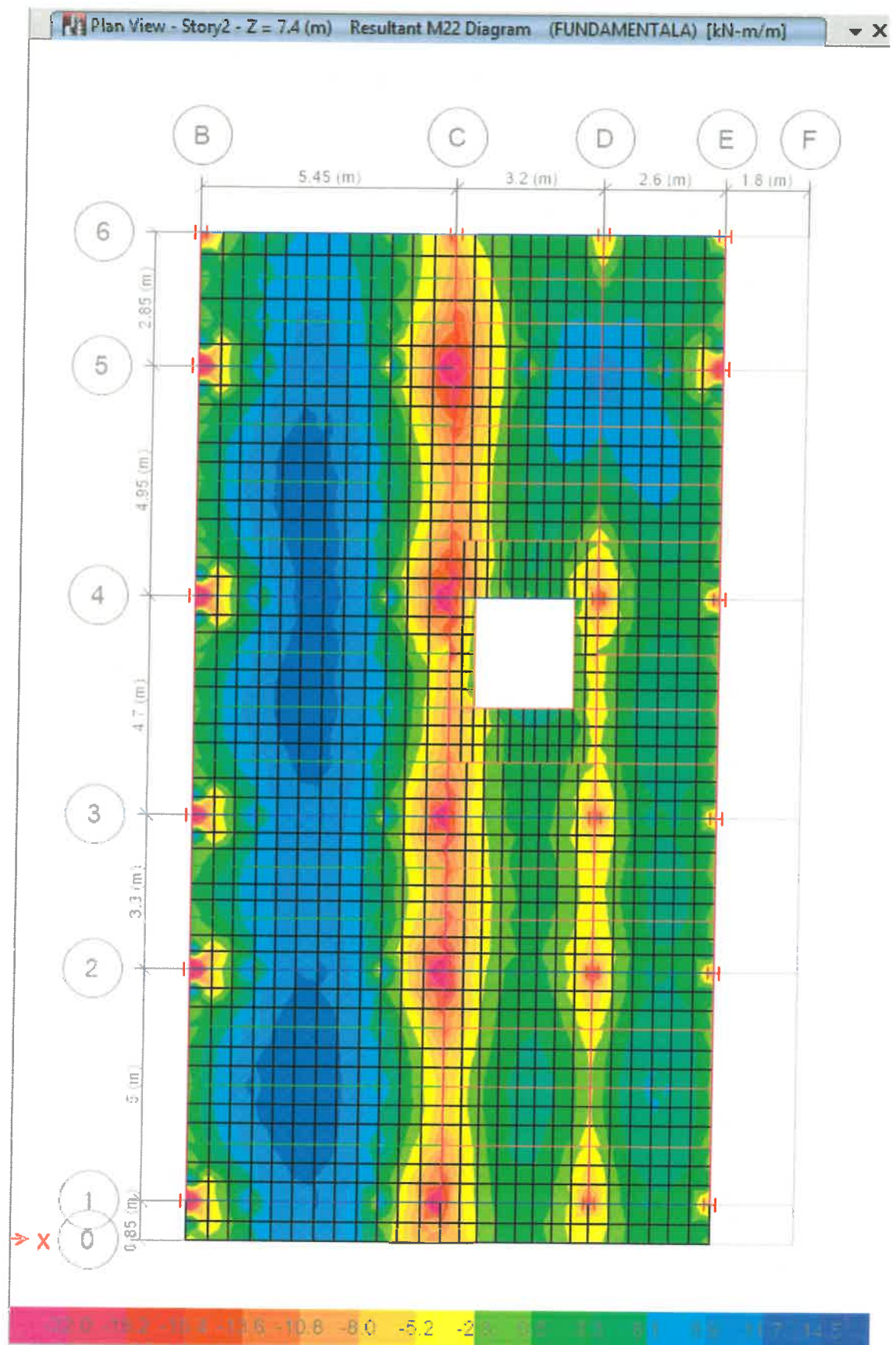
Momentul capabil in reazem: Ø10/10

$M_r^{max} = -22.2 \text{ kNm}$









3-TRONSON 2-BETON

S-a efectuat un calcul structural elastic utilizand metoda fortelor seismice statice echivalente conform cu P100/2013 si metoda de calcul modal cu spectre de raspuns.

Incarcarile permanente si cele utile s-au stabilit conform SR EN 1991-1-1:2004/NA:2006 .

Valorile normate ale incarcarii permanente si temporare sunt conform SR EN 1991-1-1:2004/NA:2006.

a- Evaluarea incarcarii

Incarcari placa peste Demisol

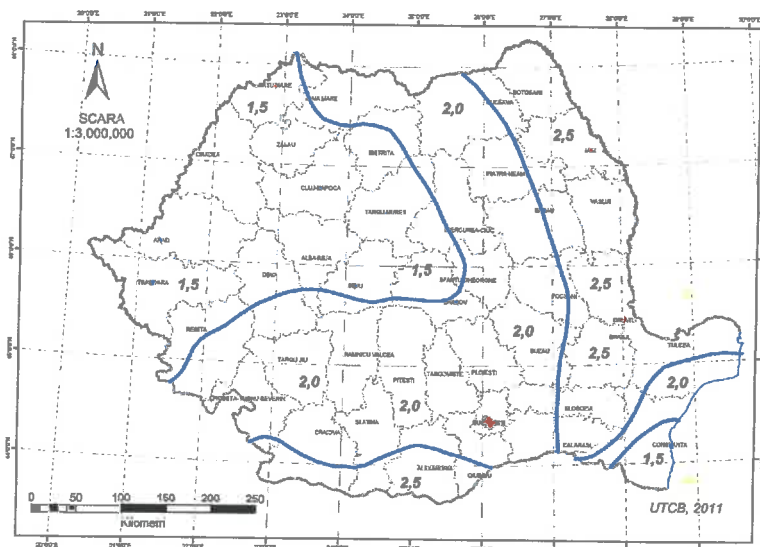
Încărcări permanente

- Greutatea proprie a elementelor structurale – se considera automat prin greutatea specifica a materialului ($\gamma_{\text{beton}} = 2500 \text{ kg/m}^3$ - greutatea specifica a betonului armat);
- Incarcare beton panta = 2.4 kN/m^2 ;
- Termoizolatie = 0.1 kN/m^2 ;
- Sapa suport hidroizolatie + hidroizolatie = 1.0 kN/m^2 ;
- Strat protectie hidroizolatie (pietris) = 1.1 kN/m^2 ;
- Tavan fals si instalatii = 1.2 kN/m^2 ;
- Incarcare atic: 4.5 kN/ml ;

Încărcări variabile

- Incarcare din zăpada

$s_{k,0,k}$ = $\gamma_i \mu_i C_e C_t s_{0,k}$ (conform CR 1-1-3-2012)



$\gamma_i = 1.15$ (factor expunere zapada)

$\mu = 0.8$ ($0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$)

$C_e = 1.2$ (coeficient de expunere)

$C_t = 1.0$ (coeficient termic)

$s_{0,k} = 2.0 \text{ kN/m}^2$

$$s_k = 1.15 \times 0.8 \times 1.2 \times 1 \times 2.0 = 2.2 \text{ kN/m}^2$$

Încarcarea cu zapada se considera uniform distribuita pe metrul patrat de acoperis ;

Acoperişuri adiacente sau apropiate de construcţii mai înalte

1. Aglomerările de zăpadă de pe acoperişurile adiacente sau apropiate de construcţii mai înalte se datorează spulberării zăpezii de către vânt şi alunecării zăpezii de pe acoperişul superior.

- Pentru situația de proiectare persistentă/tranzitorie a acoperișului pe care se aglomerează zăpada de pe acoperișul mai înalt adiacent, se consideră 2 cazuri de distribuție a încărcării din zăpadă:
 - pentru încărcarea din zăpadă neaglomerată, se utilizează distribuția din Figurile 5.7a și 5.7b, cazul (i).
 - pentru încărcarea din zăpadă aglomerată, se utilizează distribuția din Figurile 5.7a și 5.7b, cazul (ii).
- Distribuțiile coeficienților de formă pentru încărcarea din zăpadă pe acoperișuri adiacente sau apropiate de construcții mai înalte sunt cele din Figurile 5.7a și 5.7b.

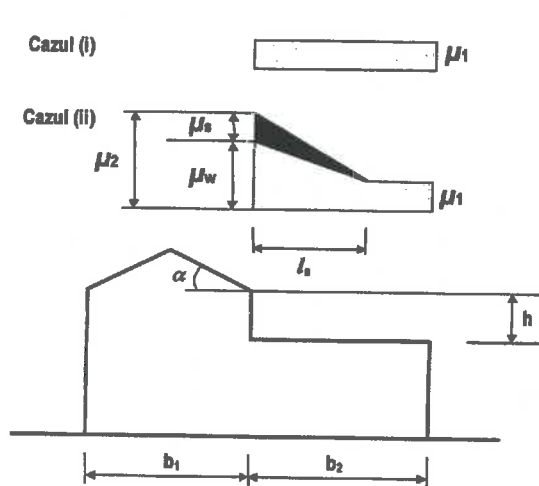


Figura 5.7a

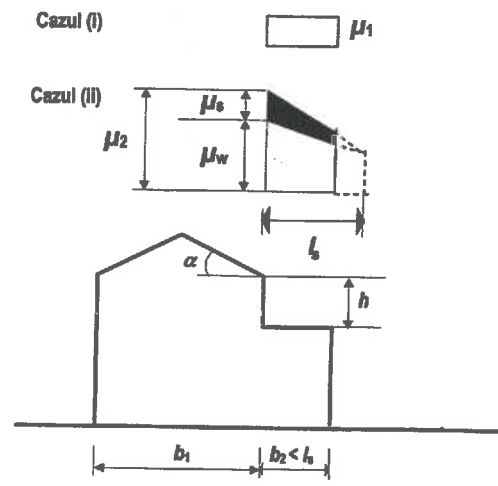


Figura 5.7b

Încărcări excepționale – seismul (conform " P100-1/2013 - Cod de proiectare. Seismica. Partea I- prevederi de proiectare pentru cladiri ")

Determinarea spectrului de proiectare

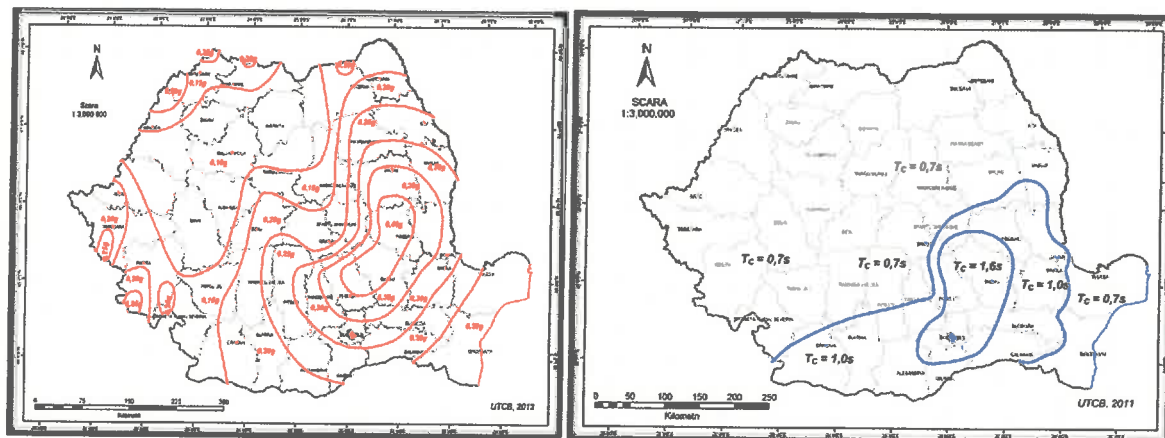
Spectrul de proiectare inelastic se obține din relația (3.17; 3.18), capitolul 3.2

$$S_d(T) = a_g \left[1 + \frac{\beta_0 - 1}{T_B} T \right]$$

$$0 < T \leq T_B$$

$$S_d(T) = a_g \frac{\beta(T)}{q}$$

$$T > T_B$$



unde

α_g este valoarea de vârf a accelerației orizontale a terenului, determinată pentru un interval mediu de recurență de referință de 100 ani, și corespunde pentru verificări la starea limită ultimă de rezistență;

$$a_g = 0.25g$$

$\beta(T)$ este factorul de amplificare dinamică maximă a accelerației terenului ca urmare a mișcării de oscilație a structurii;

pentru $T_B < T < T_C$, $\beta(T) = \beta_0 = 2.50$

q este factorul de comportare al structurii, cu valori distincte pe cele două direcții (conform tabelului 6.3).

$$q = 4$$

T_c este perioada de colt a spectrului

$$T_c = 0.7s$$

γ este factor de importanță – clasa I de importanță-expunere

$$\gamma = 1.4$$

Valoarea coeficientului seismic, $c = (\gamma a_g \beta) \lambda / q$

Forța seismică: $F_b = \gamma S_d(T) \lambda m$

Forța tăietoare de bază: $F_b = c \times G$

Calculul coeficientului seismic

$$c = (1.4 \times 0.25 \times 2.5) \times 1 / 4 = 0.22$$

Combinatii de incarcari:

Structura, infrastructura si terenul de fundare au fost proiectate la stari limita ultime, astfel incat efectele actiunilor de calcul in sectiune, luate conform combinatiei de mai jos, sa fie mai mici decat rezistentele de calcul.

$$1.35 \sum G_{k,j} + 1.5 Q_{k,1} + \sum 1.5 \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

Combinatiile actiunii seismice cu alte încărcări pentru verificări la starea limita ultima se fac conform [CR0-2005] cu relația :

$$\sum G_{k,j} + \gamma_I A_{Ek} + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

în care se notează:

$G_{k,j} = G_p$ – încărcările permanente normate

$Q_{k,i} = Q_i$ – încărcările variabile normate

$Q_{k,1}$ – efectul pe structura al actiunii variabile, ce are ponderea predominanta intre actiunile variabile, luata cu valoarea sa caracteristica ;

$\psi_{0,i} = 0.7$ – factor de simultaneitate

$\psi_{2,i} = 0.4$ – coeficient pentru determinarea valorii cvasipermanente a actiunii variabile, conform tabelului 4.1 din [CR0-2005],

A_{Ek} – încărcarea de calcul a acțiunii seismice

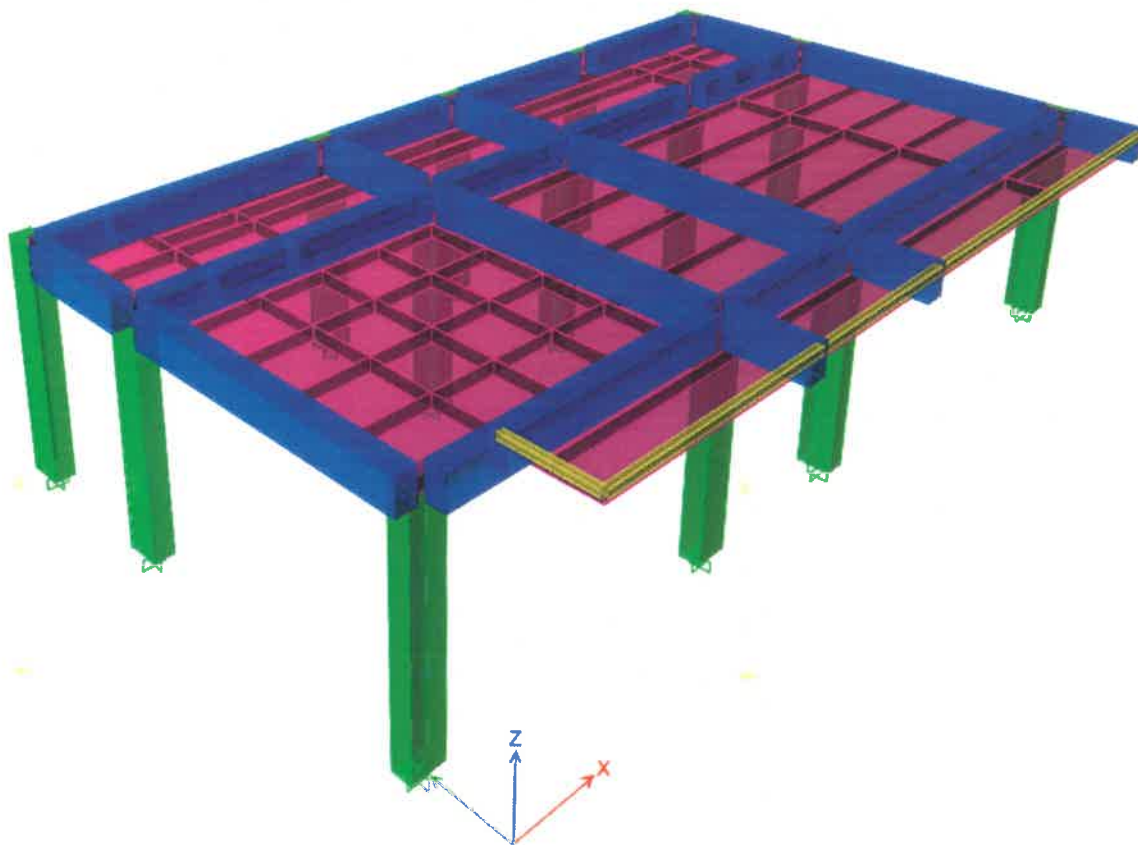
$\gamma_I = 1,4$ – factor de importanță a clădirii, conform [P100-1/2013], pentru clasa III de importanță.

Structura, infrastructura și terenul de fundare au fost proiectate la stări limita de serviciu, astfel încât efectele acțiunilor de calcul pe structura/element/secțiune, luate conform combinației de mai jos, să fie mai mici decât valorile limita ale criteriilor de serviciu considerate.

$$\sum G_{k,j} + Q_{k,1} + \sum \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

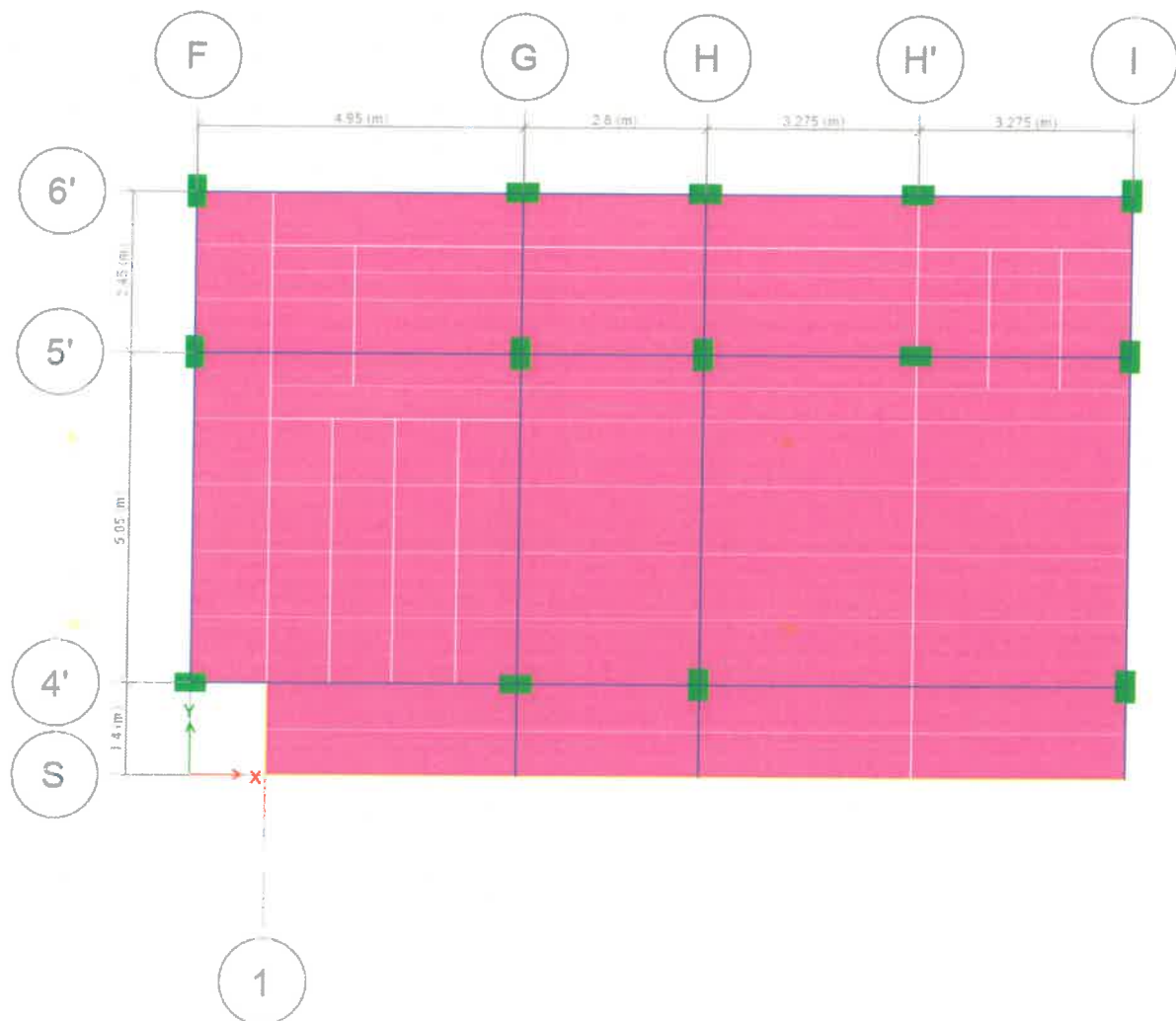
b – Modelare structurală

Modelul de calcul este alcătuit din elemente care definesc modelul fizic real și pentru care se fac dimensionările și verificările corespunzătoare. Modelul se discretizează în elemente finite necesare calculului propriu-zis. Calculul se realizează cu ajutorul unui program automat de calcul.



Cazuri de incarcare :

Name	Type	Self Weight Multiplier	Auto Load
GP	Dead	1	
UTILA	Other	0	
PERM	Other	0	
ZAPADA	Other	0	
POD TEHNIC	Other	0	
INCHIDERI	Other	0	
STATICX	Seismic	0	User Coefficient
STATICY	Seismic	0	User Coefficient
VX	Other	0	
VY	Other	0	



PLAN DEMISOL

Descrierea combinatiilor

Name	Load Case/Combo	Scale Factor	Type
FUNDAMENTALA	GP	1.35	Linear Add
	UTILA	1.5	
	PERM	1.35	
	ZAPADA	1.5	
	POD TEHNIC	1.35	
	INCHIDERI	1.35	
GRUPAREA SPECIALA	GP	1	Linear Add
	UTILA	0.4	
	PERM	1	
	ZAPADA	0.4	
	POD TEHNIC	1	
	INCHIDERI	1	
SEISM-STATIC-XP	GRUPAREA SPECIALA	1	Linear Add
	STATIC XP	1	
SEISM- STATIC-YP	GRUPAREA SPECIALA	1	Linear Add
	STATIC YP	1	
SEISM - SPECTRU - X	GRUPAREA SPECIALA	1	Linear Add
	SPECTRUX	1	
SEISM - SPECTRU - Y	GRUPAREA SPECIALA	1	Linear Add
	SPECTRUY	1	
INFASURATOARE	FUNDAMENTALA	1	Envelope
	SEISM-STATIC-XN	1	
	SEISM-STATIC-XP	1	
	SEISM-STATIC-YN	1	
	SEISM- STATIC-YP	1	
	SEISM - SPECTRU - X	1	
	SEISM - SPECTRU - Y	1	
	INFASURATOARE VANT	1	
INFASURATOARE SEISMICE	SEISM-STATIC-XN	1	Envelope
	SEISM-STATIC-XP	1	
	SEISM-STATIC-YN	1	
	SEISM- STATIC-YP	1	
	SEISM - SPECTRU - X	1	
	SEISM - SPECTRU - Y	1	
SEISM-STATIC-XN	GRUPAREA SPECIALA	1	Linear Add
	STATIC XN	1	
SEISM-STATIC-YN	GRUPAREA SPECIALA	1	Linear Add
	STATIC YN	1	
FUNDAMENTALA ZAPADA1.50	GP	1.35	Linear Add

	UTILA	1.5	
	PERM	1.35	
	ZAPADA	1.5	
	POD TEHNIC	1.35	
	INCHIDERI	1.35	
FUNDAMENTALA ZAPADA1.05	GP	1.35	Linear Add
	UTILA	1.5	
	PERM	1.35	
	ZAPADA	1.05	
	POD TEHNIC	1.35	
	INCHIDERI	1.35	
GFVX1.5	FUNDAMENTALA ZAPADA1.05	1	Linear Add
	VX	1.5	
GFVX1.05	FUNDAMENTALA ZAPADA1.50	1	Linear Add
	VX	1.05	
GFVY1.5	FUNDAMENTALA ZAPADA1.05	1	Linear Add
	VY	1.5	
GFVY1.05	FUNDAMENTALA ZAPADA1.50	1	Linear Add
	VY	1.05	
INFASURATOARE VANT	GFVX1.5	1	Envelope
	GFVX1.05	1	
	GFVY1.5	1	
	GFVY1.05	1	
SAGEATA	GP	1	Linear Add
	UTILA	1	
	PERM	1	
	ZAPADA	1	
	POD TEHNIC	1	
	INCHIDERI	1	

c – Rezultatele calculului structural

Codul P100-1/2013 recomandă pentru proiectarea curentă cele două metode consacrate, metoda forțelor seismice echivalente asociate modului fundamental de vibrație de translație și metoda de calcul modal cu spectru de răspuns, precizând condițiile în care aceste metode se pot aplica. Se indică alegerea procedurii de calcul în funcție de tipul construcției - regulate sau neregulate în plan și/sau în elevație, precum și necesitatea reducerii factorului de comportare q în cazul structurilor neregulate.

În codul P100-1/2013, metoda de calcul modal cu spectru de răspuns este metoda de referință pentru determinarea răspunsului structurilor expuse acțiunii seismice. Aceasta metoda este aplicabilă, fără limitări, clădirilor și altor construcții la care se referă codul.

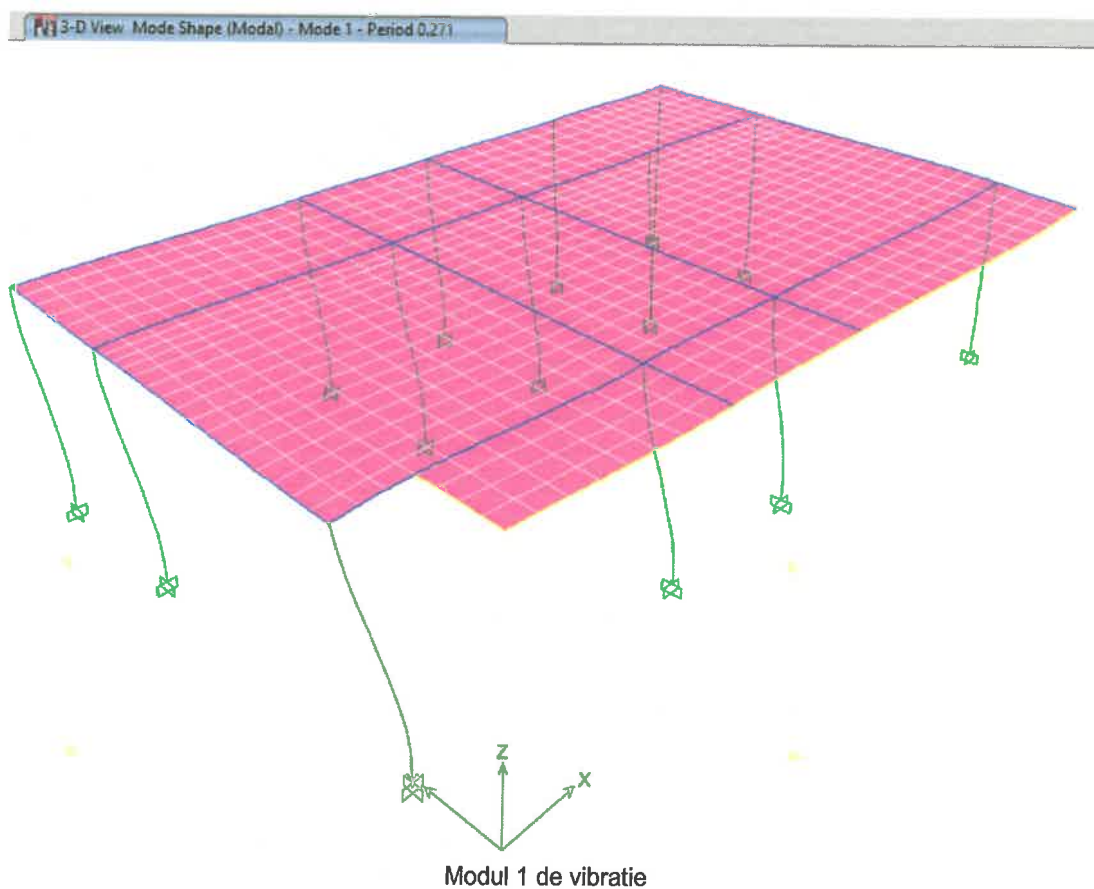
Codul recomandă determinarea modurilor proprii de vibrație ale structurilor, în particular calculul perioadei și formei proprii fundamentale de vibrație de translație, prin metodele dinamicii structurilor pentru rezolvarea problemei de valori și vectori proprii.

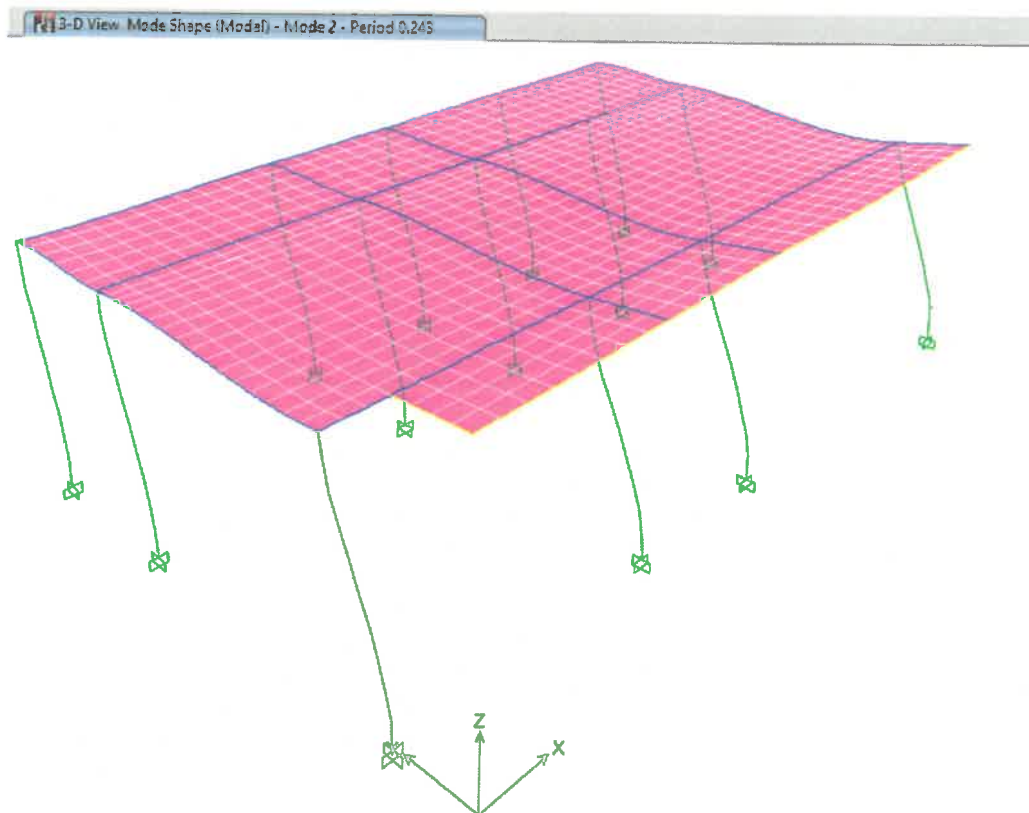
Metoda modală cu spectru de răspuns are la baza suprapunerea răspunsurilor modale maxime asociate modurilor proprii semnificative. Fiecare mod propriu de vibrație este caracterizat de frecvența (perioada) proprie de vibrație, de vectorul propriu (forma proprie) și de fracțiunea din amortizarea critică modală. Se determină răspunsul maxim pentru fiecare mod propriu de vibrație semnificativ și prin suprapunerea răspunsurilor maxime cu reguli de compunere modală se calculează răspunsul maxim total.

Modelul de calcul dinamic pentru seism, cuprinde pe langa modelul geometric folosit la analiza statica si sistemul de mase concentrate in noduri. Calculul seismic s-a efectuat si printr-o analiza spectrala, in care inputul dinamic s-a introdus sub forma unui spectru seismic de raspuns aplicat la baza structurii, spectru determinat conform normativului P100.

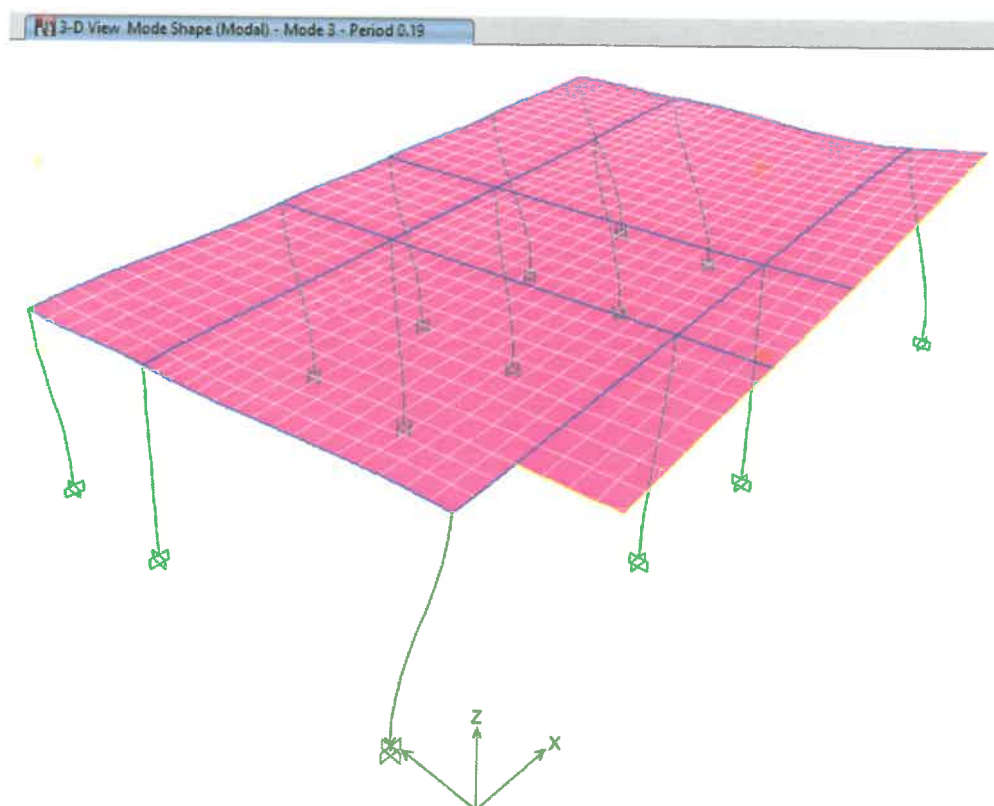
Moduri proprii de vibratie si participarea maselor

Case	Mode	Period (sec)	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY
Modal	1	0.271	0.865	0.0094	0	0.865	0.0094
Modal	2	0.243	0.0141	0.9843	0	0.8791	0.9937
Modal	3	0.19	0.1209	0.0063	0	1	1





Modul 2 de vibratie



Modul 3 de vibratie

VERIFICAREA LA DEPLASARI LATERALE

Verificarea la starea limită de serviciu (SLS)

Verificarea la starea limită de serviciu are drept scop menținerea funcțiunii principale a clădirii în urma unor cutremure, ce pot apărea de mai multe ori în viața construcției, prin limitarea degradării elementelor nestructurale și a componentelor instalațiilor construcției. Prin satisfacerea acestei condiții se limitează implicit și costurile reparațiilor necesare pentru aducerea construcției în situația premergătoare seismului.

Verificarea la deplasare se face pe baza expresiei:

$$d_r^{SLS} = v q d_{re} \leq d_{r,a}^{SLS}$$

d_r^{SLS} deplasarea relativă de nivel sub acțiunea seismică asociată SLS

v factor de reducere care ține seama de perioada de revenire mai scurtă a acțiunii seismice.

Valoarea factorului este: 0.5 pentru clădirile încadrate în clasele III

$q = 4$ factorul de comportare specific tipului de structură.

d_{re} deplasarea relativă a aceluiași nivel, determinată prin calcul static elastic sub încărcări seismice de proiectare. Se ia în considerare numai componenta deformației care produce degradarea pereților înrâmați, extrăgând partea datorată deformației axiale a elementelor verticale în cazul în care aceasta are o contribuție semnificativă la valoarea deformației totale. Rigiditatea la încovoiere a elementelor structurale din beton armat, utilizată pentru calculul valorii d_r , se va determina conform tabelului de mai jos.

$d_{r,a}^{SLS}$ valoarea admisibilă a deplasării relative de nivel. $d_{r,a}^{SLS} = 0.005 \cdot h$; h - înălțimea de nivel

Valori de proiectare ale modulelor de rigiditate

Tipul de structură	Natura legăturilor între componentele nestructurale și structura din beton armat	
	Componentele nestructurale contribuie la rigiditatea de ansamblu a structurii	Componentele nestructurale nu interacționează cu structura
Structuri cu pereți	$E_c I_c$	$0,5 E_c I_c$
E_c - Modulul de elasticitate al betonului I_c - Momentul de inerție al secțiunii brute (nefisurate) de beton		

DIRECTIA AXEI Y					
nivel	$d_{r,c}$	v	q	$d_{r,sls}$	$d_{r,lim}$
parter	0.000961	0.5	4	0.0019	0.0050

DIRECTIA AXEI X					
nivel	$d_{r,c}$	v	q	$d_{r,sls}$	$d_{r,lim}$
parter	0.001167	0.5	4	0.0023	0.0050

$$d_{r,x}^{SLS} < d_{r,a}^{SLS}$$

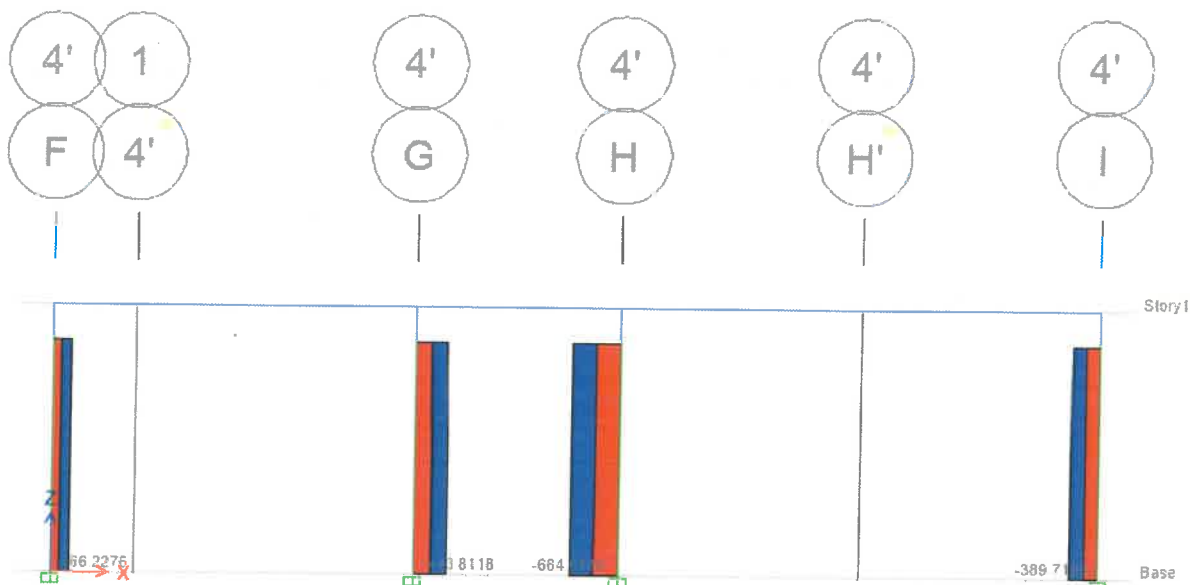
$$d_{r,y}^{SLS} < d_{r,a}^{SLS}$$

d – Calculul elementelor

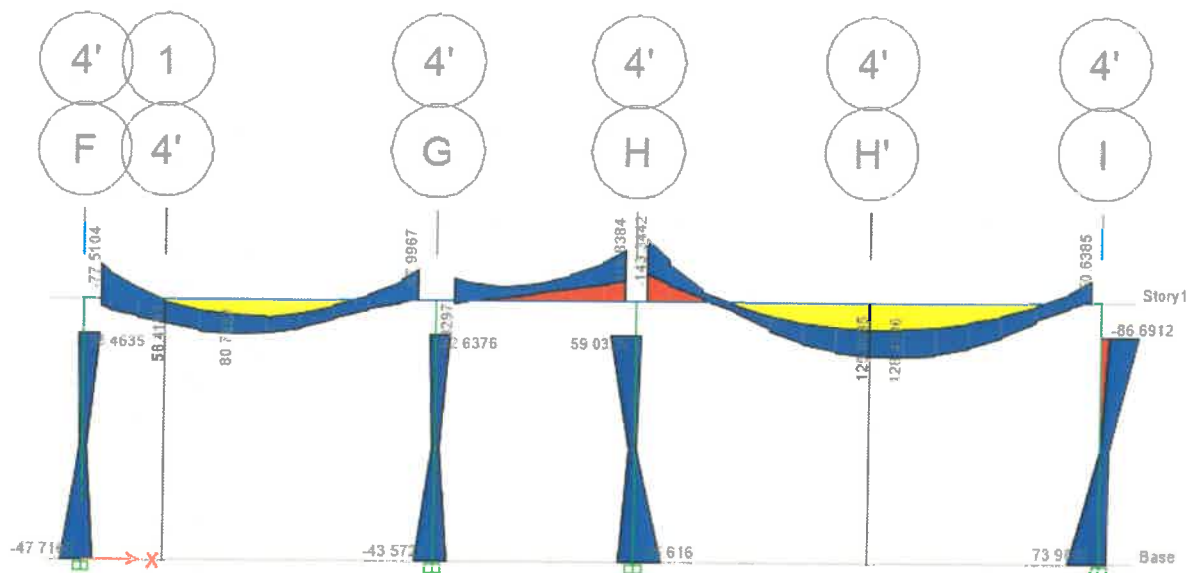
Pentru fiecare ipoteza de incarcare si element al structurii s-a obtinut cate o stare de eforturi si deplasari. Cu ajutorul coeficientilor de incarcare si a gruparilor prezentate in tabelul anterior s-a efectuat un numar de combinatii de eforturi bazate pe principiul suprapunerii liniare.



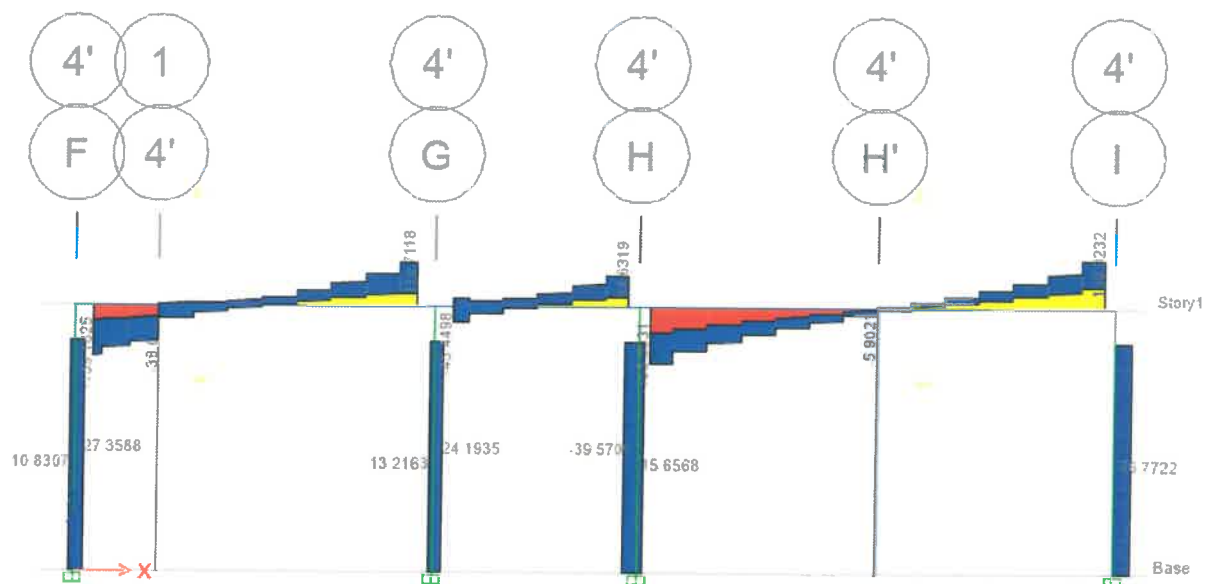
Infasuratoare de eforturi axiale pe cadrul caracteristic 4' - [kN]



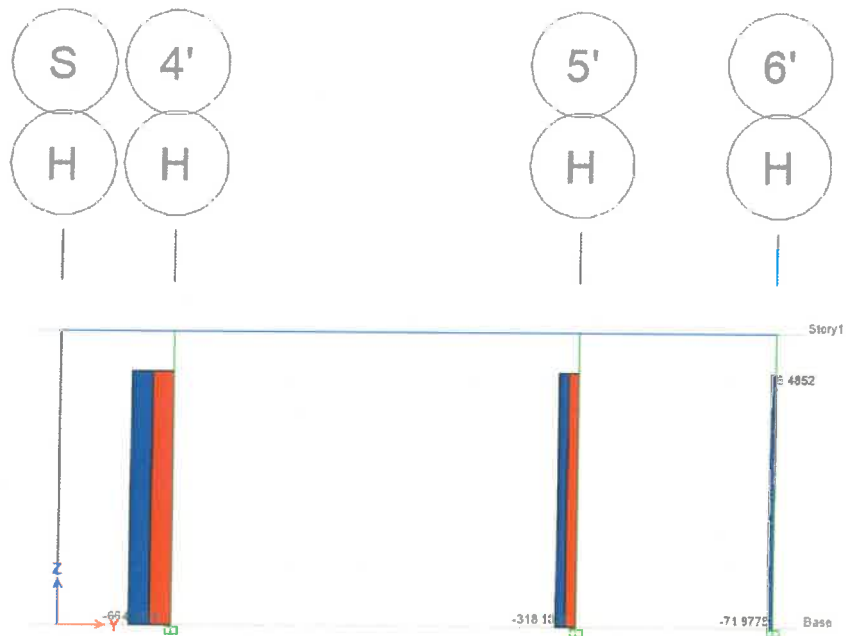
Infasuratoare de momente pe cadrul caracteristic 4' - [kNm]



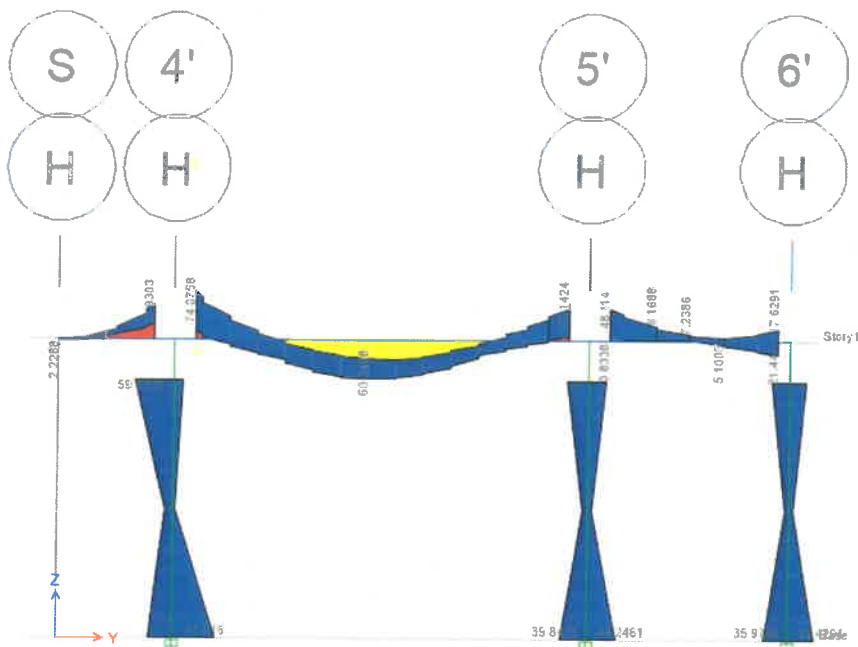
Infasuratoare de taietore pe cadrul caracteristic 4' - [kN]



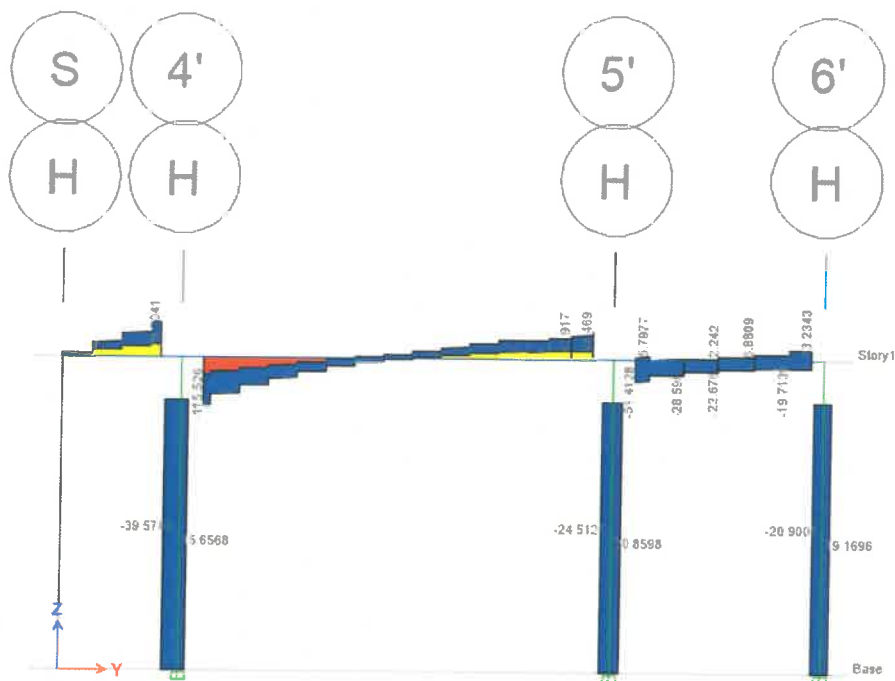
Infasuratoare de eforturi axiale pe cadrul caracteristic H - [kN]



Infasuratoare de momente pe cadrul caracteristic H - [kNm]



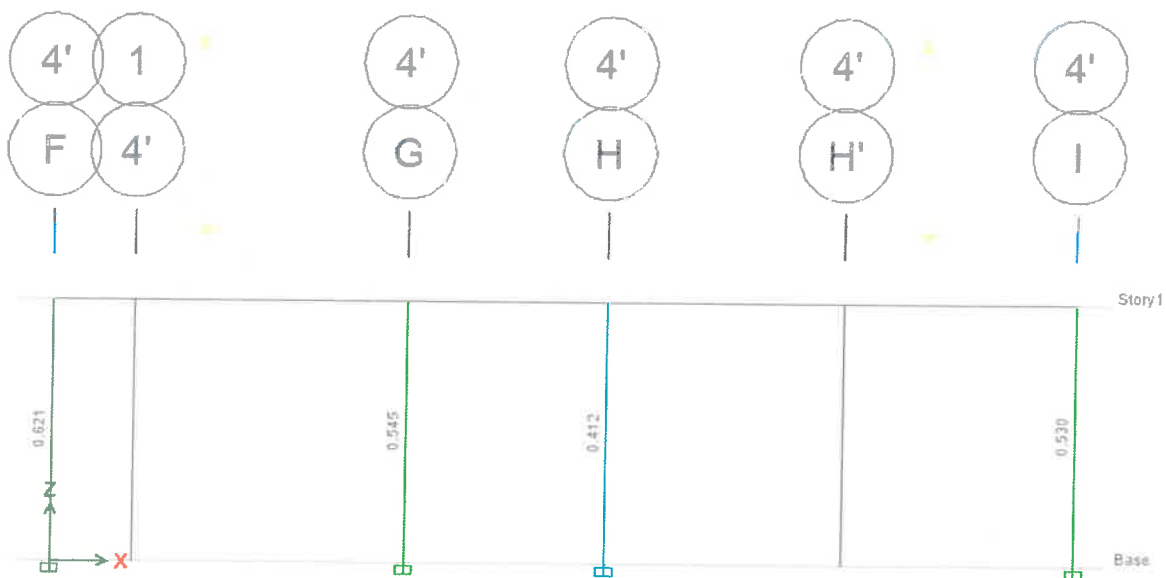
Infasuratoare de taietoare pe cadrul caracteristic H - [kN]



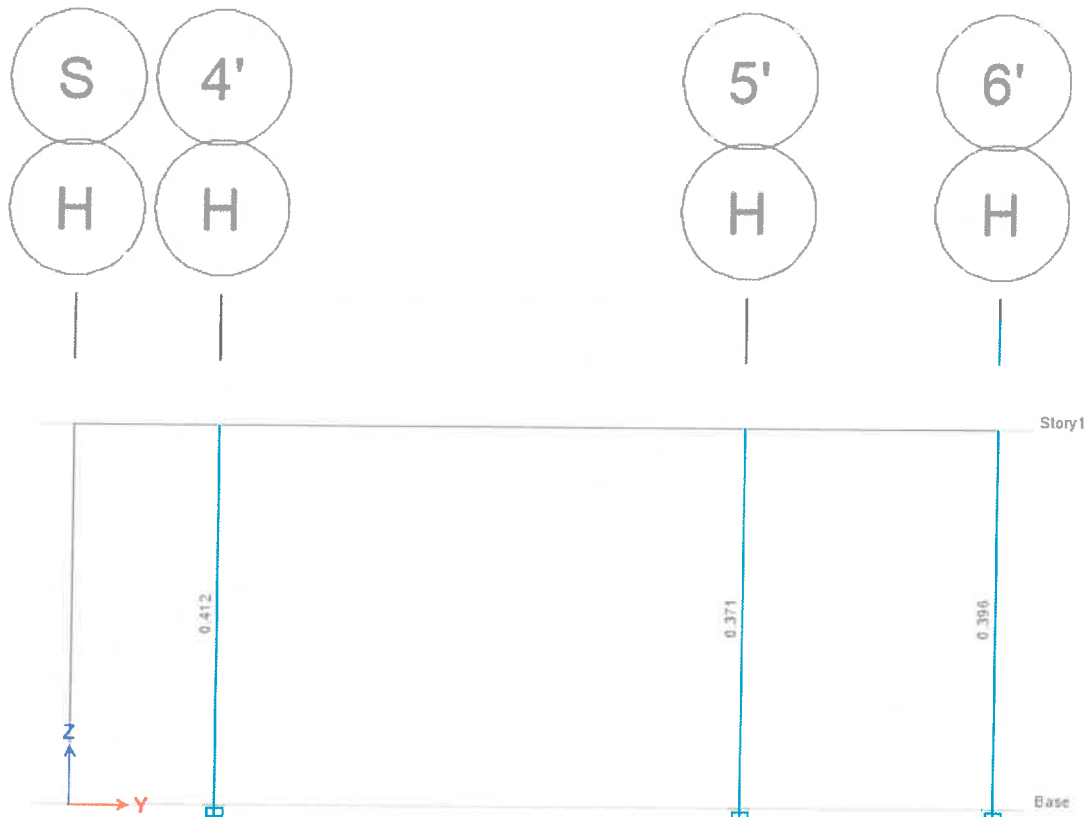
VERIFICAREA ELEMENTELOR (conf. EUROCODE)

S-au verificat elemnnetele, calculandu-se ratia (raportul) intre efectiv si capabil.

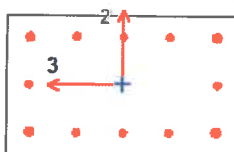
Ratii pe cadrul caracteristic 4'



Ratii pe cadrul caracteristic H



VERIFICARE STALP 4'-F



Column Element Details Type: DC High

Level	Element	Section ID	Combo ID	Station Loc	Length (m)	SOM	LLRF
Story1	C12	Stalp 30x50	SEISM - SPECTRU - X	3.15	3.65		1

Section Properties

b (m)	h (m)	dc (m)	Cover (Torsion) (m)
0.5	0.3	0.048	0.02

Material Properties

E_c (kN/m ²)	f_{ck} (kN/m ²)	Lt.Wt Factor (Unitless)	E_s (kN/m ²)	f_{yk} (kN/m ²)	f_{ywk} (kN/m ²)
27870680.04	25000	1	200000000	500000	500000

Design Code Parameters

γ_c	γ_s	α_{cc}	α_{ct}	α_{LCC}	α_{LCT}
1.5	1.15	1	1	0.85	0.85

Axial Force and Biaxial Moment Design For N_{Ed} , M_{Ed2} , M_{Ed3}

Design N_{Ed} kN	Design M_{Ed2} kN-m	Design M_{Ed3} kN-m	Minimum M_2 kN-m	Minimum M_3 kN-m	Rebar % %	Capacity Ratio Unitless
122.5996	139.8056	-34.8422	2.452	2.452	1.91	0.621

Axial Force and Biaxial Moment Factors

	M_{0Ed} Moment kN-m	M_{add} Moment kN-m	Minimum Ecc m	β Factor Unitless	Length m
Major Bend(M_3)	-13.9369	0.205	0.02	1	3.15
Minor Bend(M_2)	55.9223	0.2938	0.02	1	3.15

Axial Compression Ratio

Conc Capacity ($\alpha_{cc} * A * f_{cd}$) kN	Compressive Ratio $N_{Ed} / (\alpha_{cc} * A * f_{cd})$	Comp Ratio Limit	Seismic Load?	Ratio OKay?
2500	0.065	0.55	Yes	Yes

Shear Design for V_{Ed2} , V_{Ed3}

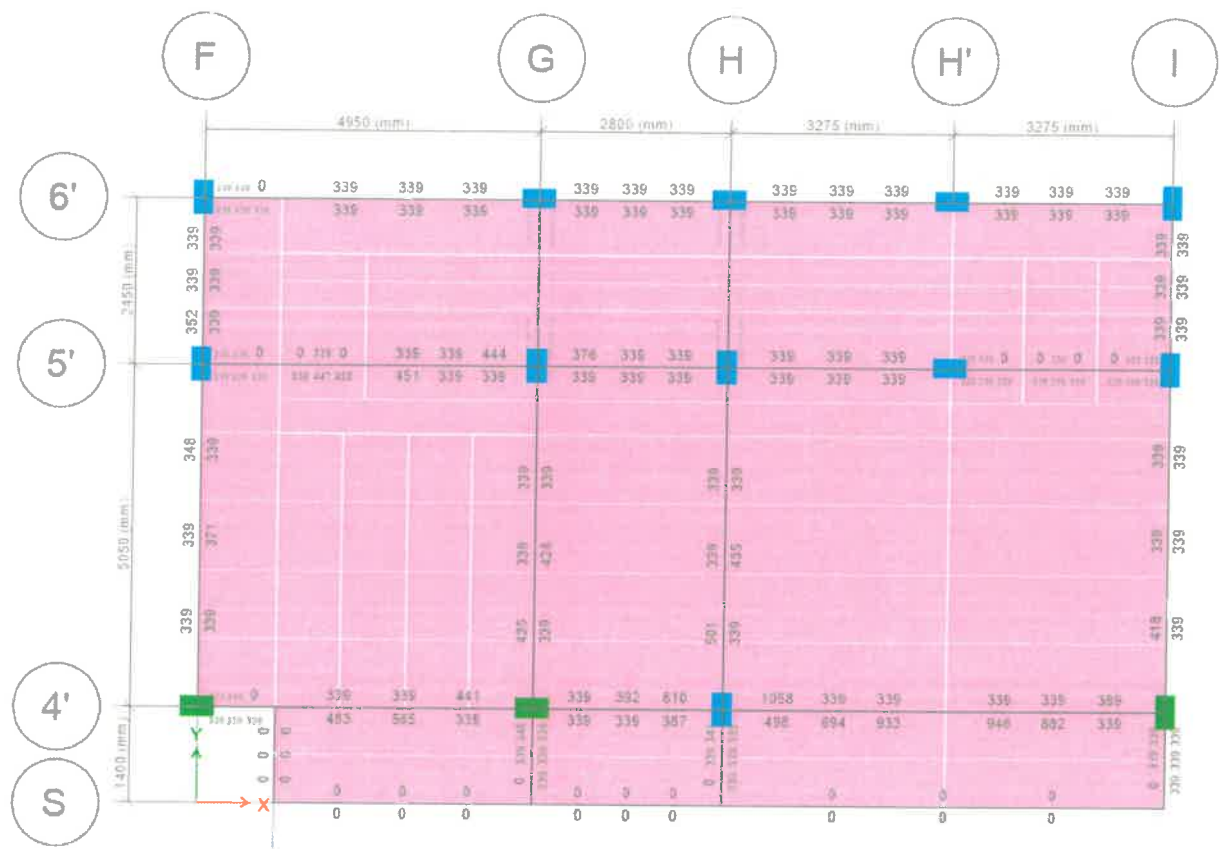
	Shear V_{Ed} kN	Shear V_{Rdc} kN	Shear V_{Rds} kN	$\tan(\theta)$ Unitless	Rebar A_{sw} / s m ² /m
Major, V_{Ed2}	75.5196	107.5761	0	0.4	0
Minor, V_{Ed3}	123.8512	102.5655	123.8512	0.4	0.00028

Joint Shear Check/Design

	Joint Shear A_{sh} kN	Shear V_{Ed} , Top kN	Shear V_{jhd} kN	Shear V_{Rd} Conc kN	Joint Area m ²	Shear Ratio Unitless
Major Shear, V_2	0.381	0	147.2066	605.0304	0.084	0.243
Minor Shear, V_3	0.1424	0	183.8414	881.28	0.1224	0.209

(1.3) Beam/Column Capacity Ratio

Major Ratio	Minor Ratio
N/A	N/A



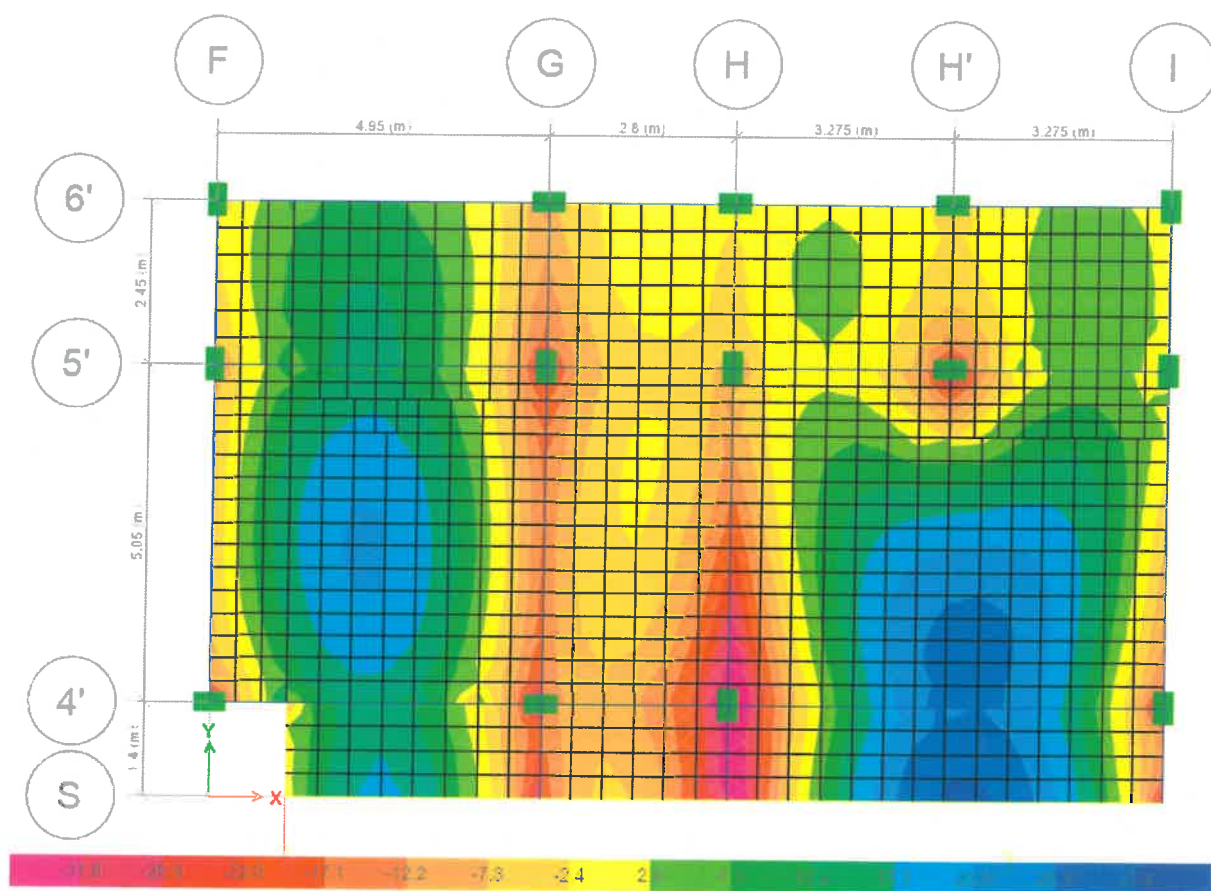
CALCULUL PLACILOR

Momentul capabil in camp: Ø10/15

$M_c^{max} = 31.8 \text{ kNm}$

Momentul capabil in reazem: Ø10/15

$M_r^{max} = -31.8 \text{ kNm}$



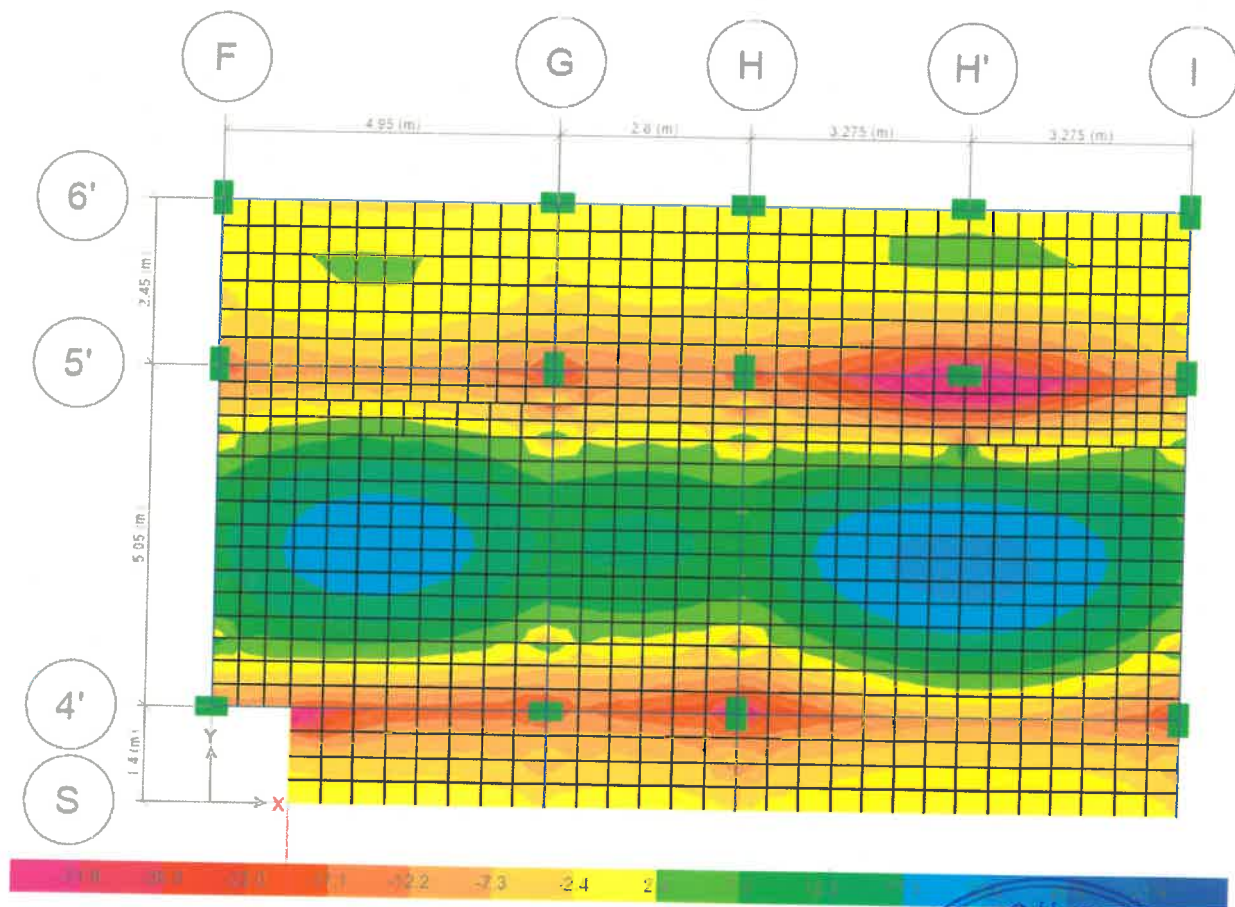
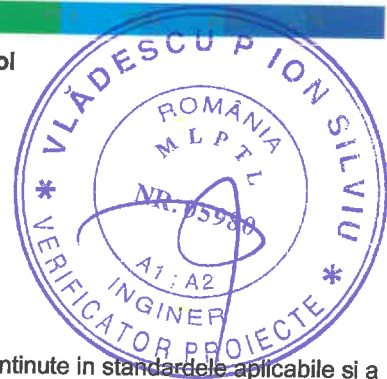


Diagrama moment pe direcția Y – Demisol



CONCLUZII

Structurile au fost supuse stărilor de încărcări conform temei .

Ipotezele de încărcare și combinațiile lor corespund standardelor în vigoare .

În aceste condiții , construcțiile respectă condițiile de rezistență și stabilitate conținute în standardele aplicabile și a celor din temă .

Intocmit,

Ing. Catalin Damian

