

MINISTERUL EDUCAȚIEI NAȚIONALE ȘI CERCETĂRII ȘTIINȚIFICE
UNIVERSITATEA TEHNICĂ DE CONSTRUCȚII BUCUREȘTI
FACULTATEA DE HIDROTEHNICĂ

Domeniul de doctorat: „Inginerie Civilă și Instalații”

TEZA DE DOCTORAT

(Rezumat)

**STUDII PRIVIND COMPORTAREA LA CUTREMUR A
CONSTRUCȚIILOR SUBTERANE ȘI ÎNGROPATE CU SOLUȚII
CONSTRUCTIVE PENTRU CREȘTEREA SIGURANȚEI SEISMICE**

Conducător de doctorat:

Prof. univ. dr. ing. Dan STEMATIU

Doctorand

Ing. Frățilescu Dragos-Vasile

BUCUREȘTI
2018

Cuvânt înainte

Necesitatea obiectivă a abordării subiectului decurge din efectele deosebit de grave înregistrate pe suprafața planetei noastre provocate de cutremure.

În finalul lucrării se poate trage concluzia generală că scopul final, acela de a descrie o strategie coerentă privind comportarea la cutremure a construcțiilor hidrotehnice subterane și îngropate, de a descrie și de a aplica a fost atins.

Acest fapt a fost posibil prin analize documentate privind cazuistica națională și mondială în domeniu.

Este important de precizat faptul că comportarea la cutremure a construcțiilor hidrotehnice subterane și îngropate nu este pe deplin rezolvată nici în țări cu economie avansată, iar preocupările specialiștilor români sunt în pas cu preocupările internaționale.

Doresc să îmi exprim mulțumirea și recunoștința față de domnul prof.univ.dr.ing. Adrian POPOVICI care, în calitate de conducător științific mi-a oferit un sprijin deosebit pe parcursul pregătirii și susținerii referatelor de doctorat, precum și în perioada elaborării tezei de doctorat.

Mulțumesc membrilor catedrei de Construcții Hidrotehnice și în mod deosebit domnilor profesori Dan PAUNESCU, Cornel ILINCA și domnului prof.univ.dr.ing. Dan STEMATIU fără ajutorul căruia nu aș fi reușit să ajung la finalizarea lucrării, familiei mele, precum și prietenilor apropiați pentru înțelegerea și sprijinul moral oferit.

Ing. Dragoș –Vasile Frățilescu

**STUDII PRIVIND COMPORTAREA LA CUTREMUR A CONSTRUCȚIILOR
SUBTERANE ȘI ÎNGROPATE CU SOLUȚII CONSTRUCTIVE PENTRU CREȘTEREA
SIGURANȚEI LOR SEISMICE**

REZUMATUL TEZEI DE DOCTORAT

CUPRINS

1. INTRODUCERE	1
2. SINTEZĂ PRIVIND COMPORTAREA LA CUTREMURE A CONSTRUCȚIILOR HIDROTEHNICE ÎNGROPATE ȘI SUBTERANE	2
2.1. Influența naturii terenului asupra acțiunii seismice	2
2.2. Comportarea la cutremur a construcțiilor îngropate	2
2.2.1. Comportarea construcțiilor la cutremurul Kanto (1923)	2
2.2.2. Comportarea construcțiilor la cutremurul San Francisco (1906)	4
2.2.3. Comportarea construcțiilor la cutremurul Long Beach (1933)	4
2.2.4. Comportarea construcțiilor la cutremurul Taşkent (1966)	4
2.3. Clasificarea avariilor produse de cutremure la construcții îngropate și subterane	6
3. STUDIU DE CAZ - Priza Calabi-Lechugal II	8
3.1. Analiza seismică spectrală a galeriei. Priza Calabi-Lechugal II	9
3.2. Calcule structurale la galeria TBM Lechugal 2 – Chojambe	18
3.2.1. Cazul galeriei pline cu apă (combinația de încărcări B)	20
3.2.2. Calcule pentru armarea galeriei	26
4. ANALIZA SEISMICA LA SOLICITAREA OBE A CASETEI COLECTOR DE APE UZATE DÂMBOVIȚA	30
5. STUDII PRIVIND PROIECTAREA ANTISEISMICĂ A CONSTRUCȚIILOR HIDROTEHNICE ÎNGROPATE ȘI SUBTERANE	55
5.1. Măsuri constructive antiseismice	55
6. CONCLUZII	57
6.1. Concluzii generale	58
BIBLIOGRAFIE	60

1. INTRODUCERE

Lucrările subterane și îngropate (tuneluri, galerii, caverne, casete edilitare) au revenit de actualitate în România odată cu construcția de autostrăzi și trecerea rețelilor de energie electrică, telefonie, cablu TV în casete edilitare.

Multe dintre lucrările subterane și îngropate sunt construite în zone seismice.

Proiectarea și mai ales calculul acestor lucrări este o problemă de dificultate maximă din cauza fenomenelor complexe de interacțiune între structură și masivul în care este înglobată la care se adaugă în cazul construcțiilor hidrotehnice și interacțiunea cu apa.

Prezenta lucrare de doctorat tratează aspecte de proiectare, calcule analitice și numerice, supravegherea în exploatare a construcțiilor subterane și îngropate din zone seismice cu scopul de a găsi soluții pentru creșterea gradului de siguranță în exploatare. Lucrarea este structurată în șapte capitole.

În capitolul 1 se prezintă importanța și actualitatea lucrării și se face această prezentare a conținutului ei.

Capitolul 2 dedicat câtorva exemple de cutremure simțite la mari lucrări subterane, chiar dacă lucrările subterane sunt considerate de obicei mai puțin vulnerabile la acțiunile seismice, în timpul cutremurului de la Taşkent (1966), rețeaua subterană de conducte a orașului a suferit serioase avarii și distrugeri.

În capitolul 3 prin metodele de calcul vedem cum structurile subterane prezintă unele particularități de comportare la acțiunea seismică în comparație cu celelalte structuri.

Capitolul 4 prezintă studiul de caz prin tunelul (galeria de derivație) Priza Calabi – Acumularea Lechugal II ce transferă circa $29 \text{ m}^3/\text{s}$ apă din râul Calabi în lacul de acumulare artificial creat de barajul Lechugal II, tunelul urmând a fi executat cu tehnologia TBM. Al doilea studiu fiind galeria Lechugal 2 – Chojambe, reprezentând calculele structurale ale acesteia, tunelul (galeria de derivație) Lechugal 2 – Chojambe 2 având o lungime de 5565 m și secțiune circulară cu diametrul interior de 3.80 m. Galeria funcționează cu nivel liber, adâncimea apei fiind de 3.05 m.

În capitolul 5 se prezintă efectuarea analizei seismice pe tronsonul Ciurel Opera la solicitarea OBE a casetei colector de ape uzate Dâmbovița.

Capitolul 6 tratează alegerea traseului și a poziției în elevație a unei lucrări subterane, aceasta trebuie să evite zonele cu roci puternic tectonizate sau fisurate, zonele cu presiuni mari ale pământului, sau în limitele cărora sunt posibile alunecări de teren.

În finalul lucrării se poate trage concluzia generală că scopul final, acela de a descrie o strategie coerentă privind comportarea la cutremure a construcțiilor hidrotehnice subterane și îngropate, de a descrie și de a aplica a fost atins.

Acest fapt a fost posibil prin analize documentate privind cazuistica națională și mondială în domeniu. În acest ultim capitol, capitolul 7, sunt prezentate principalele concluzii ale lucrării cât și evidențiate elementele originale.

Lucrarea se încheie cu principalele referințe bibliografice.

2. SINTEZĂ PRIVIND COMPORTAREA LA CUTREMURE A CONSTRUCȚIILOR HIDROTEHNICE ÎNGROPATE ȘI SUBTERANE

2.1. Influența naturii terenului asupra acțiunii seismice

Terenul de fundare a construcțiilor hidrotehnice reprezintă un factor determinant al procesului de interacțiune dinamică teren de fundare-structură, și anume:

- amplifică sau diminuează zonal solicitarea seismică.
- modifică local caracteristicile sale de rezistență, ajungându-se la diminuări sensibile ale capacității sale portante.

2.2. Comportarea la cutremur a construcțiilor îngropate

2.2.1. Comportarea construcțiilor la cutremurul Kanto (1923)

Cutremurul Kanto (Japonia 1923) a produs degradarea sau distrugerea a circa 70% din conductele de golire ale digurilor de protecție de pe malurile râurilor din zonă. Unele din aceste lucrări sunt executate din conducte de beton armat cu secțiunea de la 0.45x0.45 m până la 3.20x3.80 m și cu lungimi de la 13.50 m până la 42.00 m. Conductele au fost fundate pe piloți de beton forăți sau pe piloți de lemn, ceea ce arată că rezistența terenurilor de fundare era slabă.

În figura 2.1. se prezintă câteva tipuri de avarii constatate. Astfel, s-au identificat tasări neuniforme și de mare amplitudine (de la 1 la 24 cm) ale conductelor.

Funție de pozițiile tasărilor pe lungimea conductelor s-au produs: o crăpătură unică în mijloc (fig.2.1.a), două crăpături situate aproximativ simetric față de mijloc (fig.2.1.b), numeroase crăpături distribuite în general uniform pe lungime (fig.2.1.c).

Conductele de beton simplu cercetate aveau secțiuni transversal relative mici, cu diametru de la 0.45 și până la 0.60x0.60. Lungimea lor varia de la 31.00 la 52.00 m, iar fundația era pe piloți de lemn, de beton armat sau pe piloți de beton forăți. Tasările constatate au fost similar cu cele de la conductele de beton armat; ele au provocat fisuri transversal, relative puține

ca numar.

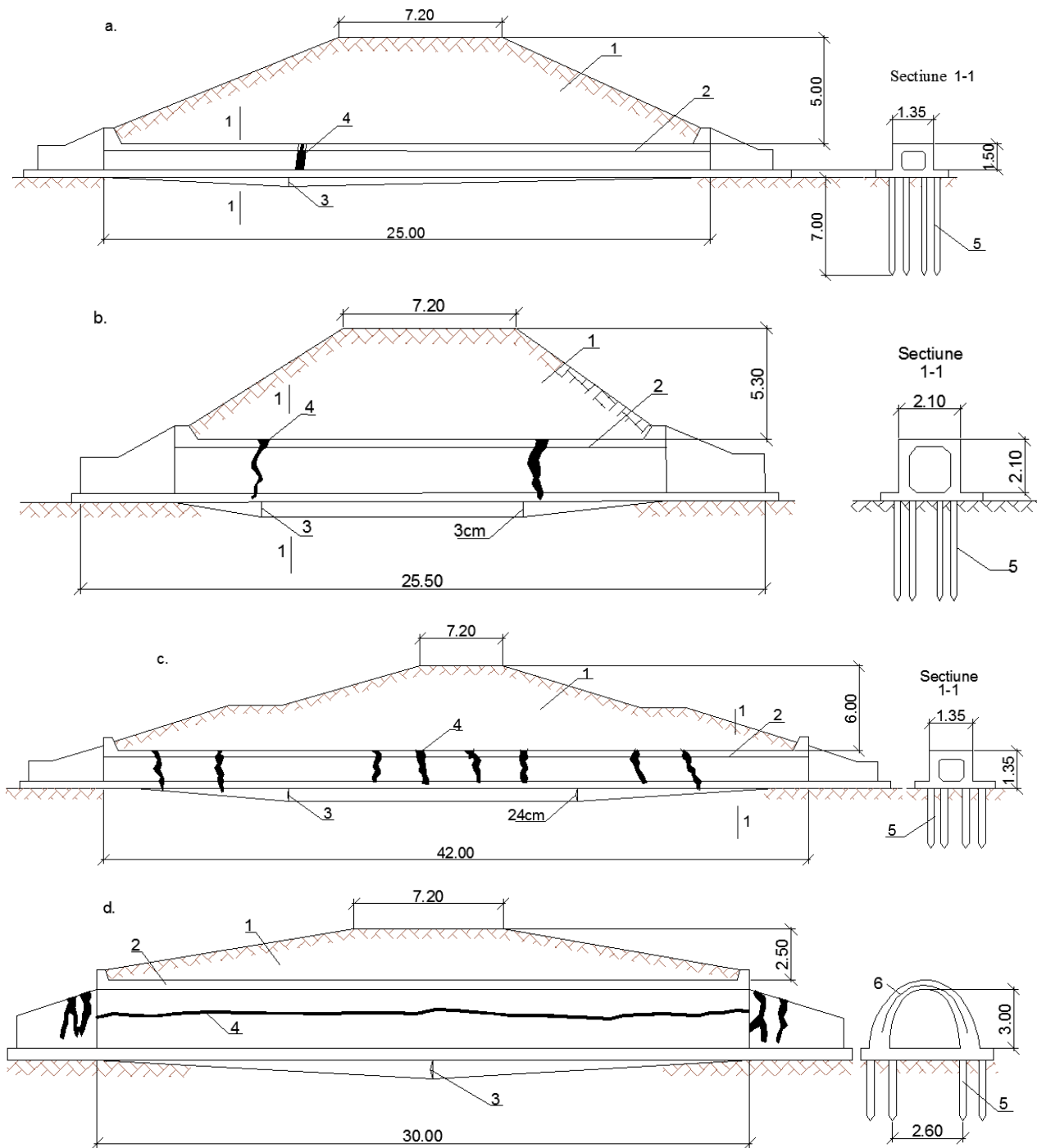


Fig.2.1. Avarii produse de cutremurul Kanto la conductele de golire ale digurilor de pe malurile râurilor:

a-crăpătură transversală unică, b-două crăpături transversale, c-crăpături transversale distribuite uniform pe lungime, d-crăpătură longitudinală, 1-dig, 2-conductă de golire, 3-tasare, 4-crăpături, fisuri, 5-piloți, 6-armătură.

În conducta de beton cu boltă armată (fig.2.1.d) s-a produs o singură crăpătură

longitudinală pe toată lungimea bolții și crăpături înclinate în pereții laterali ai portalului. Avaria arată o solicitare mare din presiunea orizontală suplimentară a rambleului, pe direcția transversală conductei.

Statisticile comportării la cutremure ale conductelor îngropate au arătat că, în general, numărul de avarii înregistrate la aceste lucrări este mai redus decât la construcțiile amplasate la suprafață.

2.2.2.Comportarea construcțiilor la cutremurul San Francisco (1906)

În timpul cutremurului din San Francisco (1906) cele mai multe deteriorări ale conductelor de alimentare cu apă s-au produs în zonele de traversare a unor umpluturi. În terenurile tari, sănătoase, defecțiunile au fost minime.

2.2.3.Comportarea construcțiilor la cutremurul Long Beach (1933)

În timpul cutremurului de la Long Beach (1933), 52% din deteriorările conductelor de alimentare cu apă s-au produs în zonele de pozare în umplutură, iar 38% în zonele cu pământuri mâloase și cu nivelul apelor subterane ridicat. Tot cu această ocazie s-a constatat că 33% din totalul avariilor, sub formă de crăpături transversale, s-au produs în rețelele de pe trei străzi a coincis cu direcția undelor seismice principale.

2.2.4.Comportarea construcțiilor la cutremurul Taşkent (1966)

În timpul cutremurului de la Taşkent (1966), rețeaua subterană de conducte a orașului a suferit serioase avarii și distrugeri. În perioada 26 aprilie 1966- 24 martie 1967 au fost înregistrate 198 de distrugeri ale îmbinărilor tuburilor de aducțiune din fontă, 108 distrugeri ale conductelor de canalizare din ceramică și alte avarii ale conductelor de beton armat și de azbociment. Nu s-au constatat avarii de natură seismică la conductele din oțel. Situația focarului cutremurului din Taşkent sub centrul orașului, și în special repetarea activităților seismice, au determinat efectele acestuia asupra construcțiilor analizate. Principalele forme de distrugeri au constat în ruperea rosturilor dintre conductele de fontă și spargerea conductelor ceramice de canalizare. Deformațiile și ruperea îmbinărilor sub acțiunea forțelor seismice s-au datorat deplasărilor neuniforme ale conductelor și mediului înconjurător, însoțite de expulzarea și detașarea materialului de rezistență a rostului.

Conductele din beton armat au suferit avarii mai reduse. La un colector executat din tuburi de beton armat, cu diametrul de 1200...1400 mm, s-au constatat fisuri la îmbinările executate sub formă de centuri de beton. Fisurile s-au dezvoltat pe întreg perimetrul la partea interioară a rosturilor. La îmbinările flexibile ale tuburilor de beton armat nu s-au constatat

avarii. Au fost observate fisuri deschise neînsemnate, pe direcție inelară la tuburile de beton armat de diametru mare ($D > 1000$ mm). Aceste fisuri nu au influențat exploatarea normală în continuare a aducțiunilor.

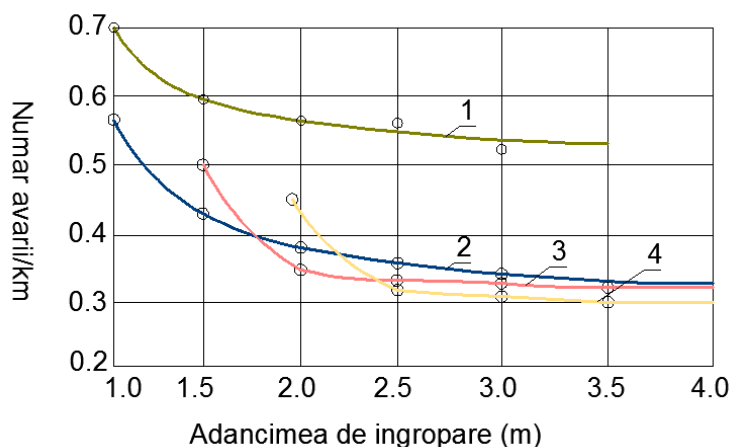


Fig.2.2. Variația numărului de avarii/km cu adâncimea de îngropare a tuburilor de fontă cu diametrele: 1 - 100...200 mm, 2 - 200...400 mm, 3 - 400...600 mm, 4 - 600...800 mm.

O altă problemă analizată cu ocazia cutremurului de la Taşkent a fost aceea a influenței adâncimii de pozare a conductelor asupra rezistenței lor la cutremur. În figura 2.2 se prezintă, pentru tuburile de fontă, dependența numărului de avarii de adâncimea de îngropare. Se constată că numărul de avarii pe metru liniar scade proporțional cu creșterea adâncimii de îngropare.

Lucrările subterane sunt considerate de obicei mai puțin vulnerabile la acțiunile seismice.

Deoarece lucrările subterane sunt, în general, înconjurate de teren stabil, deplasarea lor în timpul activității seismice tinde să fie redusă la minim, ceea ce le face mai puțin sensibile la daune seismice decât alte structuri, cum ar fi poduri sau fundații (fig.2.3.).

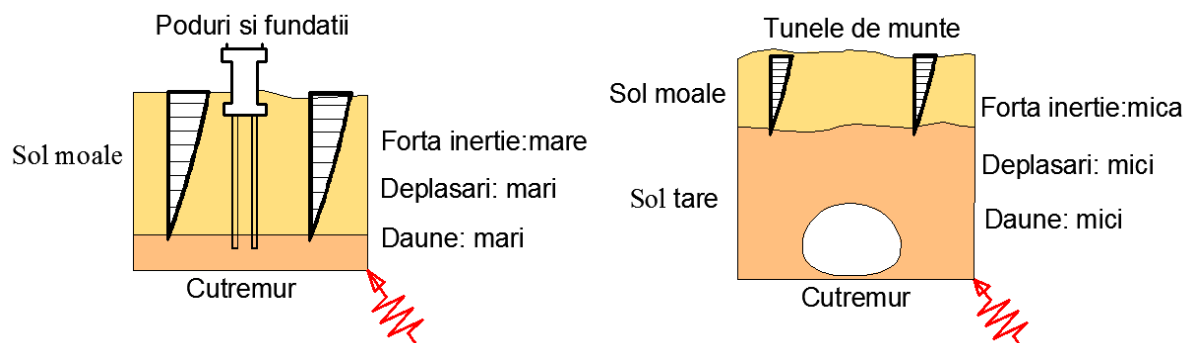


Fig.2.3. Diferențe comportamentale în timpul unui cutremur între poduri, fundații și tuneluri de munte.

În Japonia au fost simțite de către lucrările subterane patru mari cutremure: cutremurul Kanto (1923), cutremurul Izu-Oshima-Kinkai (1978), cutremurul Hyogoken-Nanbu (1995), și cutremurul Niigataken-Chuetsu (2004). Prejudiciului adus de către aceste cutremure este

prezentat în tab.1. iar în fig.2.4. este aratăată o schiță cu zona afectată de cele patru cutremure.

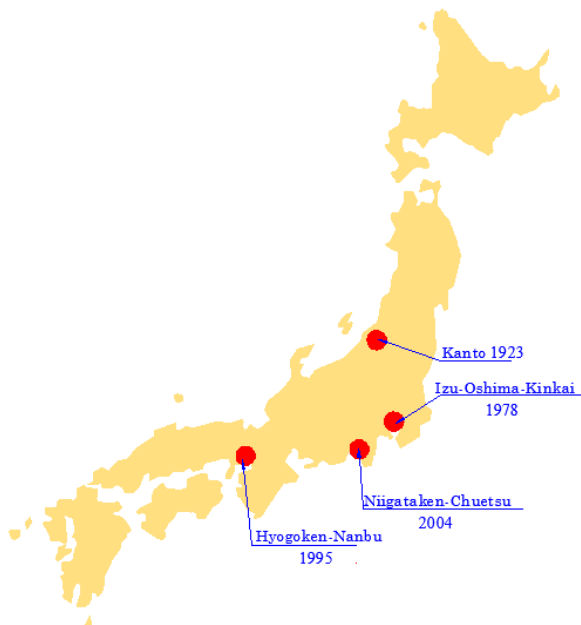


Fig. 2.4 Zone afectate de cele patru cutremure.

Tabel.1

Nr.crt	Cutremur	Magnitudine	Int.seism.	Consecinte
1	Kanto 1923	7.9	6	Daune la 82 tuneluri. 25 tuneluri au necesitat reconstrucție.
2	Izu-Oshima-Kinkai 1978	7.0	5	Daune la 9 tuneluri. 2 tuneluri au necesitat reconstrucție.
3	Hyogoken-Nanbu 1995	7.2	7	Daune la 7 tuneluri. 5 tuneluri au necesitat reconstrucție.
4	Niigataken-Chuetsu 2004	6.8	7	Daune la 24 tuneluri. 5 tuneluri au necesitat reconstrucție.

2.3 Clasificarea avariilor produse de cutremure la constructii ingropate si subterane

Clasificarea tipurilor de daune

Figurile 2.5, 2.6 arată rezultatele de clasificare a tipurilor de daune dupa urmatoarele cutremure: Izu-Oshima-Kinkai (1978), Hyogoken-Nanbu (1995) și Niigataken-Chuetsu (2004).

Daunele au fost clasificate în trei tipuri:

- Tip1- deteriorarea tunelurilor de mică adâncime (fig.2.7).
- Tip2- Deteriorarea tunelurilor datorită condițiilor geologice precare (fig.2.8)
- Tip3- Daune care apar atunci când un cutremur traversează un tunel (fig.2.9).

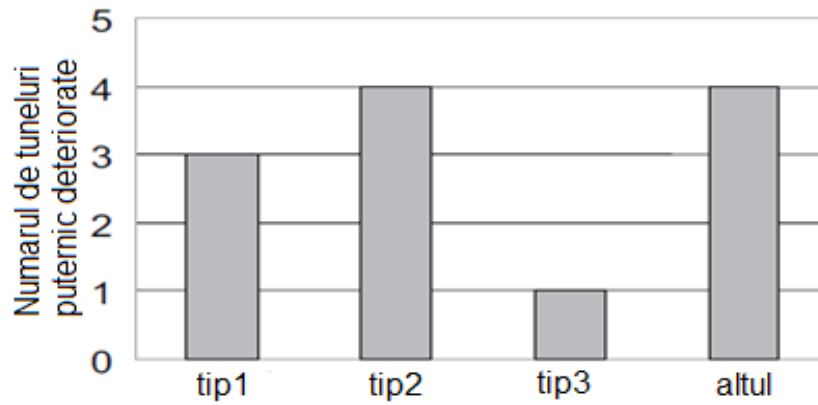


Fig.2.5 Numarul de tuneluri deteriorate în funcție de tipul de daune.

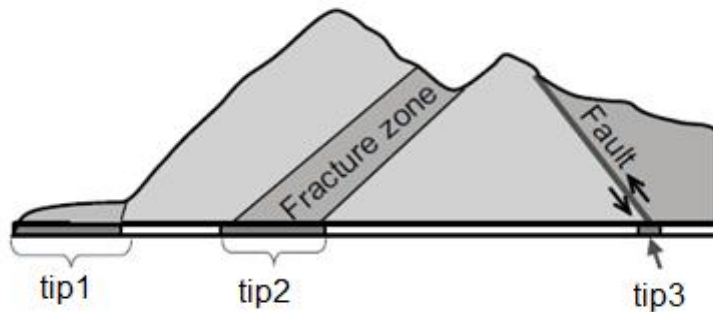


Fig.2.6 Clasificarea tipurilor de daune.

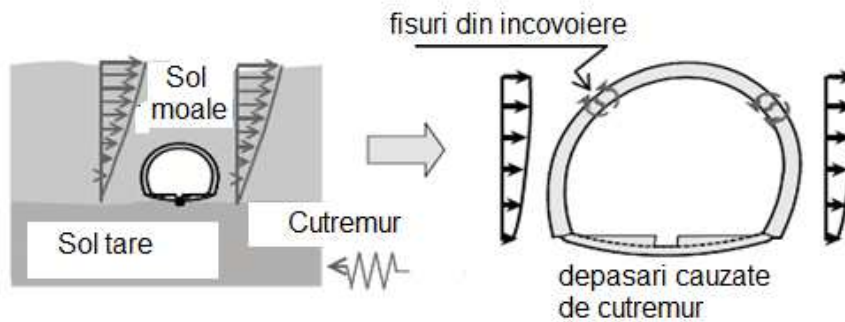


Fig.2.7 Tip1- Tuneluri de mică adâncime

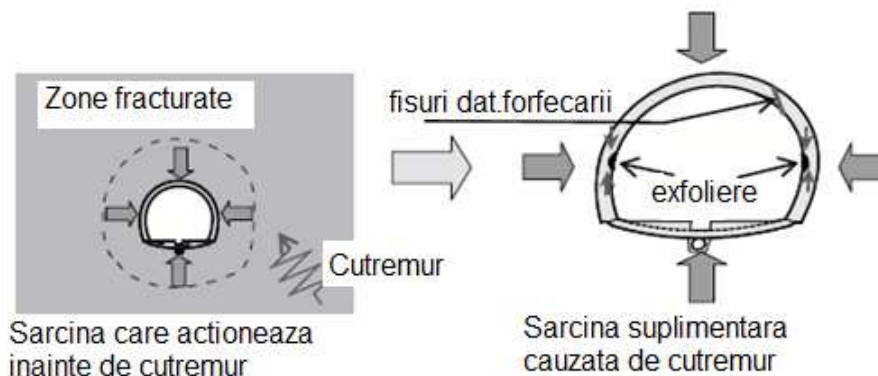


Fig.2.8 Tip2- Tuneluri construite în condiții geologice precare

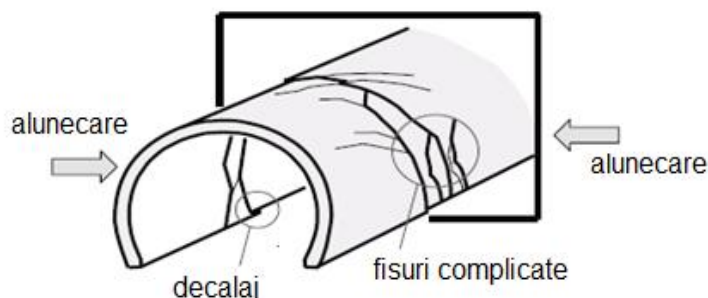


Fig.2.9 Tip3- Daune apărute datorita cutremurelor ce acționează transversal pe tunel

3. STUDIU DE CAZ

De-a lungul timpului, în paralel cu avântul și creșterea performanțelor acestor lucrări (creșterea ariei secțiunilor lor transversale, perfecționarea tehnologiilor de execuție), s-au perfecționat și metodele lor de calcul. Dezvoltarea metodelor numerice și în special a metodei elementelor finite susținute de computere și softuri tot mai performante a produs și în acest domeniu un salt calitativ uriaș de neimaginat în urmă cu mai multe decenii.

Totuși rezultatele calculelor structurale furnizate de utilizarea programelor specifice trebuie atent filtrate prin judecata inginerescă și experiența lucrărilor din trecut (măsurători în natură). Astfel se pot evita erori produse din cauza unor ipoteze eronate, a folosirii unor tipuri de elemente finite neadecvate, a aplicării unor legi constitutive pentru materiale care nu corespund realității etc.

Modelele matematice trebuie pe de o parte să modeleze cât se poate de precis situația reală, dar pe de altă parte să fie cât mai simple posibil. Cele două cerințe sunt contradictorii și ele conduc spre un compromis.

În procesul de simplificare a scenariilor de calcul ar trebui considerate următoarele trei aspecte: selectarea modelelor pentru legile constitutive de comportare a materialelor, stabilirea sistemului structural, stabilirea încărcărilor și mai ales evoluția lor în cadrul scenariilor de calcul.

În analiza statică a tunelului (galeriei de derivație) Priza Calabi – Acumularea Lechugal II s-a aplicat o metodă istorică tradițională pentru referință care nu consideră interacțiunea structură – teren și două metode numerice bazate pe procedeul elementelor finite conform programului de calcul GeoStudio-Sigma (analiză bidimensională) și a programului ABAQUS (analiză tridimensională).

Considerații privind calculul galeriei Priza Calabi – Acumularea Lechuagan II.

Galeria a fost modelata cu elemente structurale tip bară care permit vizualizarea directă a momentelor încovoietoare și a forțelor axiale, iar terenul de fundație a fost modelat cu elemente quadrilaterale cu patru noduri.

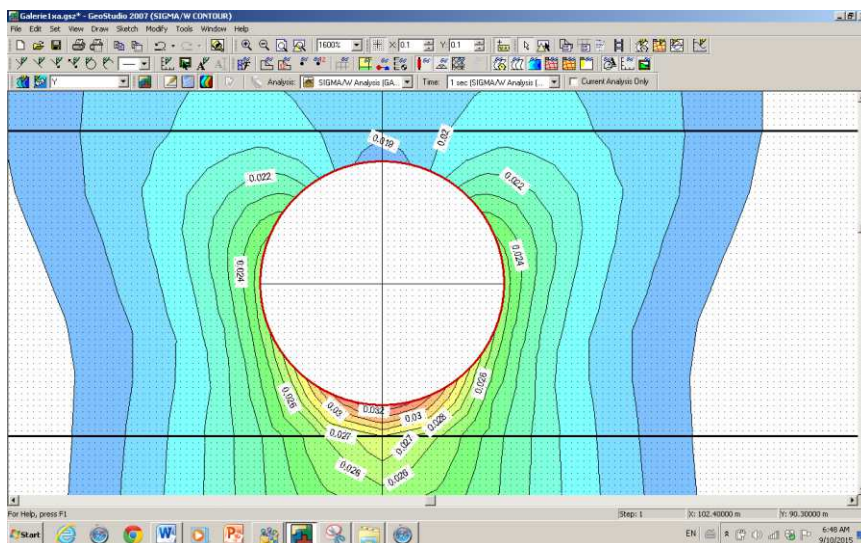


Fig.3. Vizualizare de rezultate obținute cu programul SIGMA/W

S-au simulat etapele executiei și diferite tipuri de încărcări, pentru a avea situația cea mai dezavantajoasă de eforturi, necesare calcului de armare a galeriei.

3.1. ANALIZA SEISMICĂ SPECTRALĂ A GALERIEI

PRIZA CALABI – LECHUGAL II

Tunelul (galeria de derivație) Priza Calabi – Acumularea Lechugal II transferă circa 29 m³/s apă din râul Calabi în lacul de acumulare artificial creat de barajul Lechugal II.

Tunelul urmează să se execute cu tehnologia TBM. Căptușeala tunelului se va realiza din bolțari. Grosimea bolțarilor se va alege în funcție de rezultatele calculelor structurale, în domeniul 20 – 30 cm. Contactul dintre bolțari și pământ se va injecta pentru consolidare și monolitizarea căptușelii. De asemenea la interior se vor prevedea lucrări pentru impermeabilizarea căptușelii.

Tunelul are diametrul interior de 3.80 m iar curgerea apei se face cu nivel liber. Lungimea tunelului este de 3.5 km. Traseul tunelului străbate un teren pământos cu caracteristici foarte diverse: arsilla con vaguada, arena, grava arenosa, limo arenoso, limo con grava, limolita, limo oxidado.

Acoperirea cu pământ la cheia tunelului variază între 14 m și 30 m



Fig.3.1 Secțiune transversală prin galerie.

Calcululele au fost efectuate cu programul ABAQUS. Căptușeala galeriei a fost modelată cu elemente Beam (B21) iar pământul cu quadrilatre cu 4 sau sau degenerate cu 3 noduri (CPS4R). Condițiile de margine au fost aplicate la părțile laterale și la partea inferioară a discretizării. Pe fețele laterale s-a blocat translația pe direcția x (orizontală) iar la fața inferioară s-a blocat translația pe direcția y (verticală).

În figura 3.2 se prezintă schema de discretizare 2D ansamblului unitar galerie - teren.

Pământul care înglobează galeria a fost discretizat în 1252 elemente quadrilatre și 1294 noduri (1209 elemente CPS4I și 43 CPS3). Căptușeala galeriei a fost discretizată în 16 elemente beam (B21) cu 16 noduri.

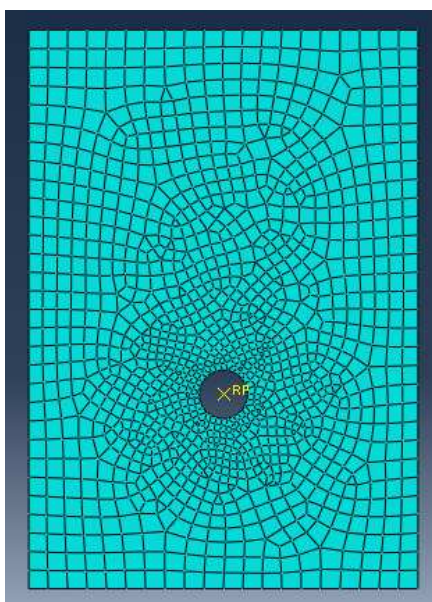


Fig.3.2 Schema de discretizare a ansamblului galerie – pământ.

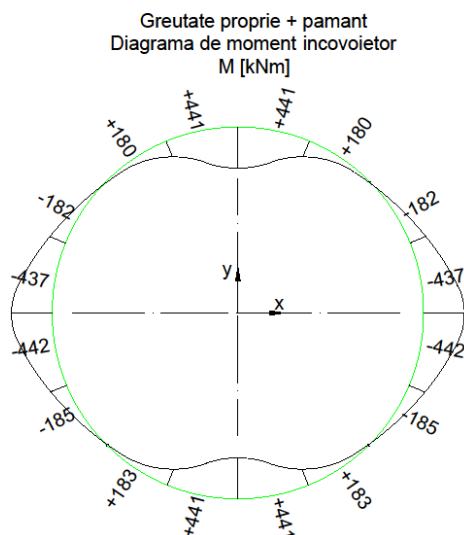


Fig.3.3 Diagrama de momente încovoietoare în căptușeala galeriei din greutatea proprie și pământ

În figura 3.3 se prezintă diagrama de solicitări de momente încovoietoare M în căptușeala galeriei la încărcarea din greutatea proprie și a pământului. Momentele încovoietoare ajung până la maxime de 442 kNm. La cheie și radier fibra întinsă este la fața interioară a căptușelii iar la nașteri fibra întinsă este la fața exterioară a căptușelii.

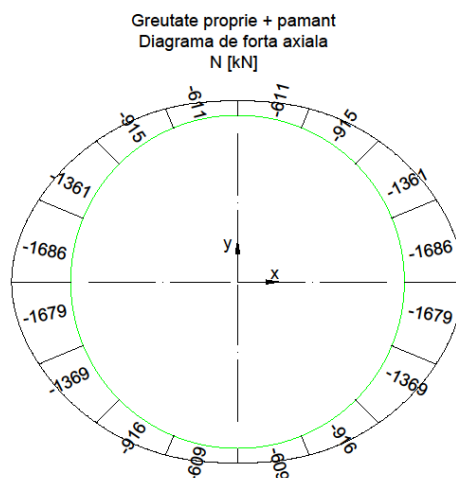


Fig.3.4 Diagrama de forțe axiale în căptușeala galeriei din greutatea proprie și pământ

În figura 3.4 se prezintă diagrama de forțe axiale N în căptușeala galeriei la încărcarea din greutatea proprie și a pământului. Solicitățile axiale sunt de compresiune pe întreg conturul căptușelii, valorile maxime ajung la 1679 kN la nașterile galeriei.

În tabelul din figura 3.5 se prezintă primele 10 frecvențe proprii rezultate din analiza vibrațiilor libere pentru ansamblul unitar galerie + pământul în care este înglobată. Perioada fundamentală a sistemului se situează la 2.48 s care conduce la concluzia că cutremurele foarte lente sunt cele mai solicitante pentru galerie fiindcă ar putea intra în rezonanță cu terenul din jurul galeriei.

Frame				
Index	Description			
0	Increment	0: Base State		
1	Mode	1: Value = 6.4076	Freq = 0.40287	(cycles/time)
2	Mode	2: Value = 15.731	Freq = 0.63124	(cycles/time)
3	Mode	3: Value = 36.745	Freq = 0.96476	(cycles/time)
4	Mode	4: Value = 52.053	Freq = 1.1483	(cycles/time)
5	Mode	5: Value = 57.054	Freq = 1.2022	(cycles/time)
6	Mode	6: Value = 59.389	Freq = 1.2265	(cycles/time)
7	Mode	7: Value = 65.056	Freq = 1.2837	(cycles/time)
8	Mode	8: Value = 87.736	Freq = 1.4908	(cycles/time)
9	Mode	9: Value = 88.138	Freq = 1.4942	(cycles/time)
10	Mode	10: Value = 115.47	Freq = 1.7102	(cycles/time)

Fig.3.5 Tabel cu primele 10 frecvențe proprii ale sistemului unitar galerie - teren

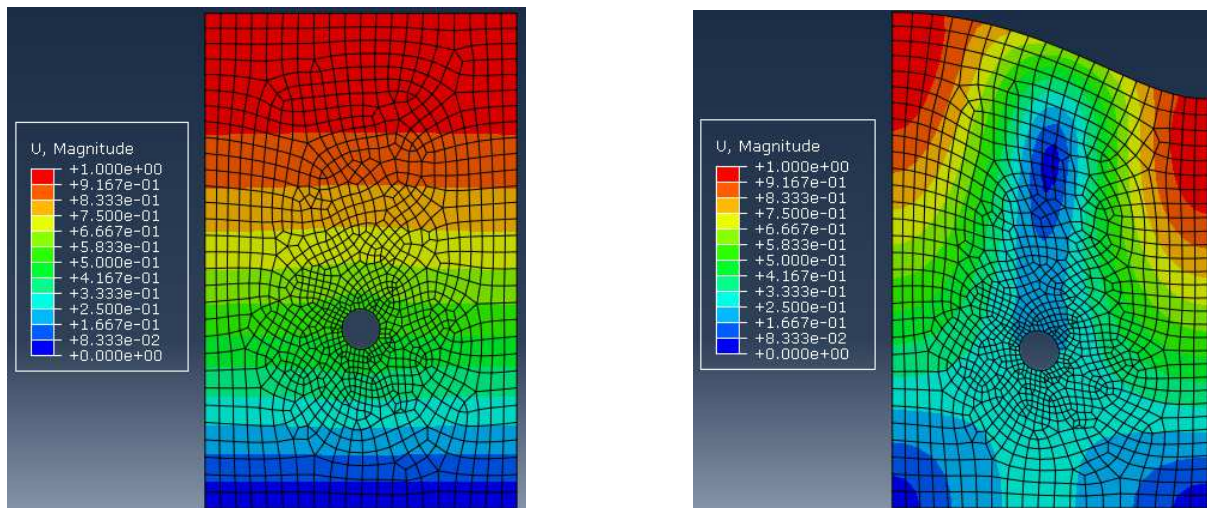


Fig.3.6 Formele proprii 1 și 2: $T_1 = 2.48$ s $T_2 = 1.58$ s

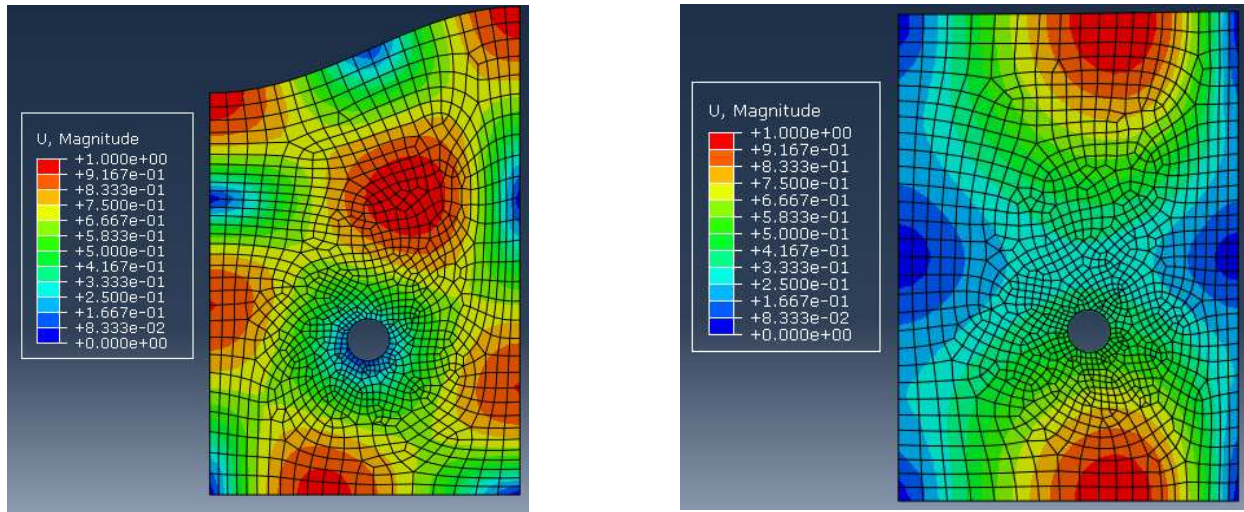


Fig.3.7 Formele proprii 3 și 4: $T_3 = 1.04 \text{ s}$ $T_4 = 0.87 \text{ s}$

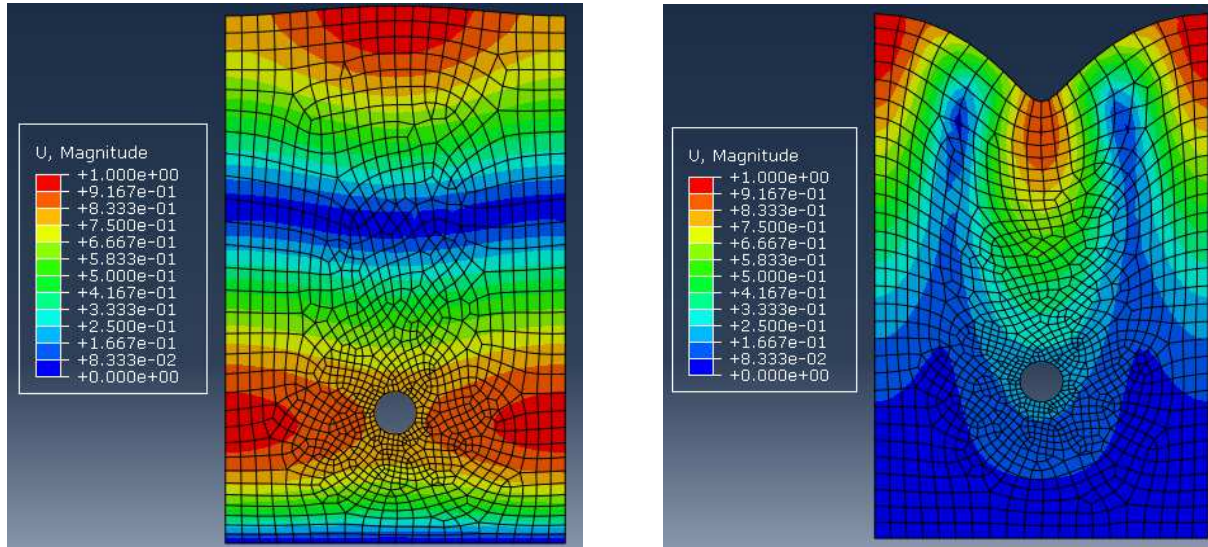


Fig.3.8 Formele proprii 5 și 6: $T_5 = 0.83 \text{ s}$ $T_6 = 0.81 \text{ s}$

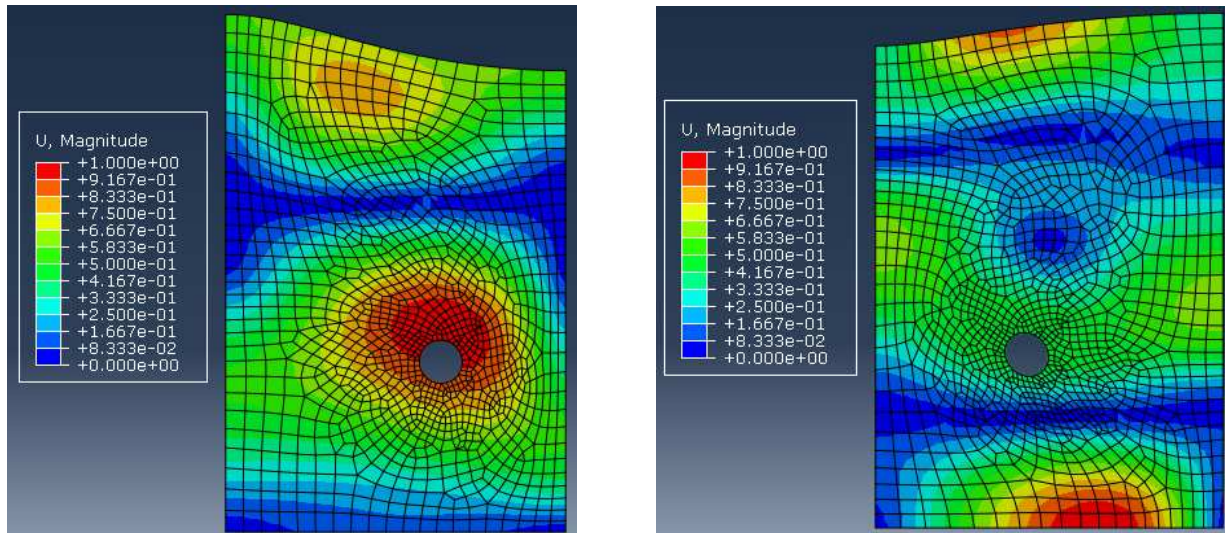


Fig.3.9 Formele proprii 7 și 8: $T_7 = 0.78 \text{ s}$ $T_8 = 0.671 \text{ s}$

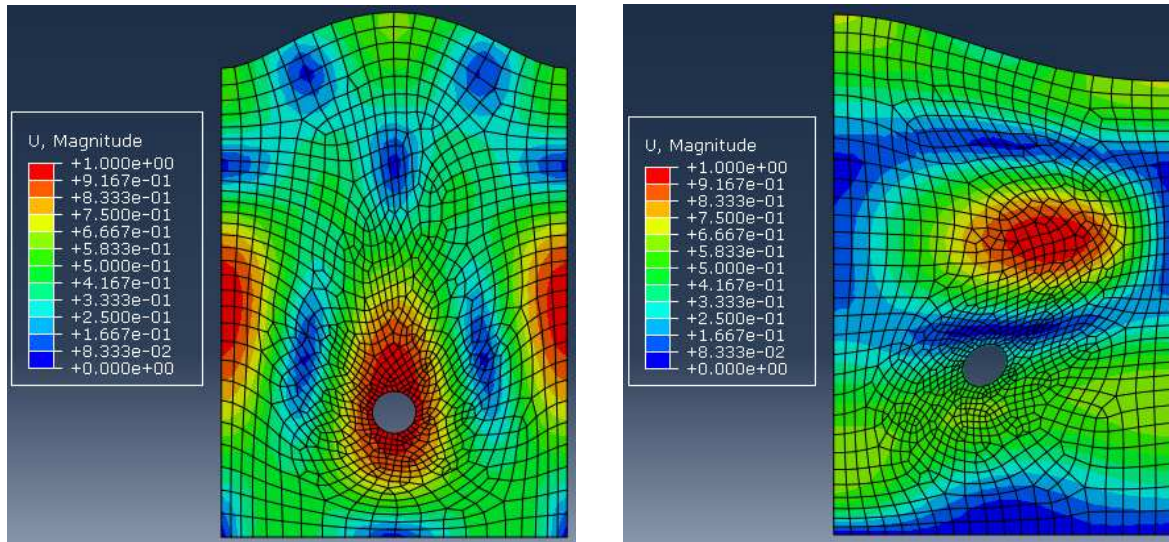


Fig.3.10 Formele proprii 9 și 10: $T_9 = 0.669\text{ s}$ $T_{10} = 0.58\text{ s}$

Conform cu magnitudinea formelor proprii ale ansamblului galerie + teren, modul propriu fundamental se dezvoltă pe verticală (axa y). și este simetric. În schimb eforturile de răspuns la cutremurul orizontal sunt antisimetrice. Rezultă că modul propriu fundamental nu participă la răspunsul la cutremur. Influențe foarte mari în răspunsul la cutremur au modurile proprii 2 și 3 care sunt antisimetrice. Aceste afirmații sunt confirmate și de factorii de participare ai celor 10 moduri proprii la răspunsul seismic cae sunt prezentate în tabelul 2 pe direcția x (orizontală) și respectiv y (verticală). Astfel modurile proprii 2, 3, 4, 7, 8, și 10 participă preponderent la răspunsul sistemului la cutremurul orizontal în timp ce modurile proprii 1, 5, 6 și 9 care sunt cvasisimetrice și se dezvoltă pe verticală nu au influențe în răspuns.

Tabelul 2

X	Y
0.0000	1.2753
-0.2260	-0.0001
0.3186	0.0000
1.6185	0.0001
0.0002	-0.4682
-0.0003	-0.0649
0.4887	0.0001
-0.1619	0.0001
-0.0003	-0.0191
0.1082	0.0001

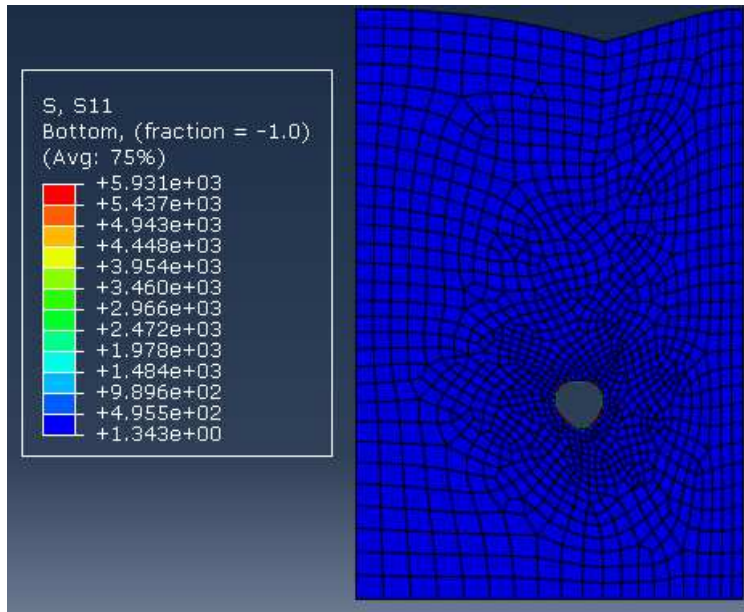


Fig.3.11 Eforturi σ_{oriz} în pământ din acțiunea cutremurului

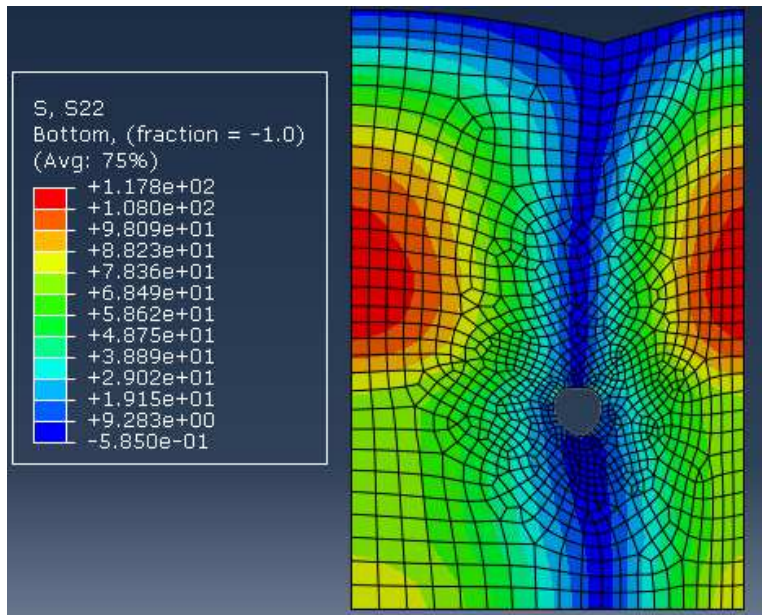


Fig.3.12 Eforturi σ_{vert} în pământ din acțiunea cutremurului

În figurile 3.11 și 3.12 se prezintă liniile de efort egal σ_{oriz} , σ_{vert} ăa teren calculate prin metoda analizei spectrale la acțiunea cutremurului orizontal de 0.35g. Eforturile σ_{oriz} sunt extrem de mici (1.34 kPa) iar eforturile σ_{vert} ajung la valori maxime de 117.8 kPa.

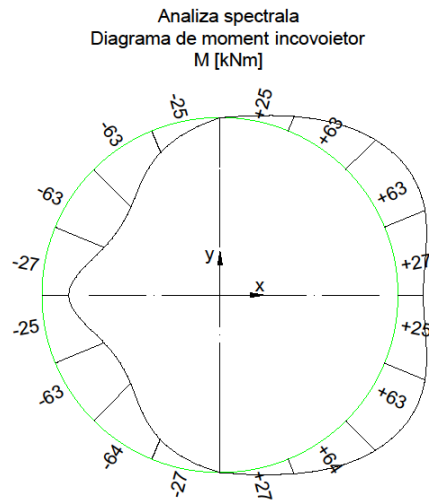


Fig.3.13 Diagrama de momente încovoietoare maxime în căptușeala galeriei din acțiunea cutremurului calculate prin metoda analizei spectrale.

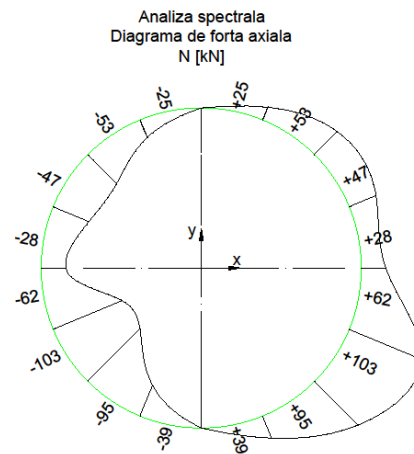


Fig.3.14 Diagrama de forțe axiale maxime în căptușeala galeriei din acțiunea cutremurului calculate prin metoda analizei spectrale.

În figurile 3.13 și 3.14 se prezintă diagramele de momente încovoietoare maxime și forțe axiale maxime în căptușeala galeriei din acțiunea cutremurului calculate prin metoda analizei spectrale. De remarcat că valorile din diagrame sunt alternative. Așa cum era de așteptat eforturile secționale M, N, de răspuns au valori moderate ajungând la circa 15% comparativ cu cele din greutatea proprie+pământ pentru M și de circa 6% pentru N.

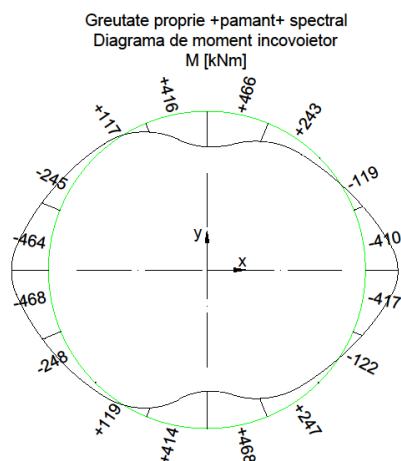


Fig.3.15 Diagrama de momente încovoietoare maxime/minime în căptușeala galeriei din greutate proprie +pământ $\pm$ cutremur orizontal de 0.35g.

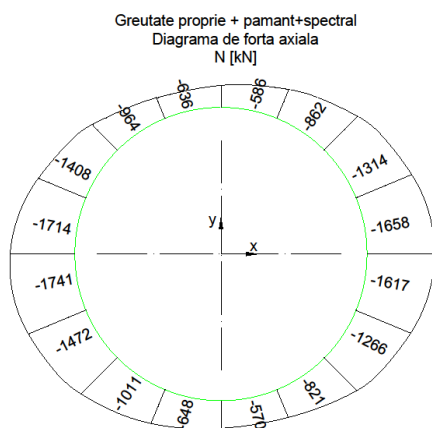


Fig.3.16 Diagrama de forțe axiale maxime/minime în căptușeala galeriei din greutate proprie +pământ $\pm$ cutremur orizontal de 0.35g.

Diagramele M, N din combinația de încărcări din greutate proprie +pământ $\pm$ cutremur orizontal de 0.35g prezentate în figurile 3.15 și 3.16 arată că acțiunea cutremurului nu modifică semnificativ starea de eforturi permanente din greutate proprie+pământ mai ales în cazul forțelor axiale. În concluzie starea de eforturi permanente în galerie în secțiunea transversală din greutatea proprie+pământ nu este modificată semnificativ de un cutremur important cu accelerația maximă de 0.35g. Pe direcție longitudinală, de asemenea nu sunt de așteptat eforturi mari datorită caracterului flexibil al galeriilor (tunelelor) executate cu tehnologia TBM.

Concluziile analizei seismice pentru galeria Priza Calabi – Lechugal II se extind și la celelalte galerii din Proiectul Pacalori care au diametrul de 3.80 m. Grosimea căptușelii de 0.25 cm și sunt executate cu tehnologia TBM.

3.2. Memoriu tehnic - calcule structurale la galeria TBM Lechugal 2 – Chojambe

Tunelul (galeria de derivație) Lechugal 2 – Chojambe 2 (fig.3.17) are o lungime de 5565 m și secțiune circulară cu diametrul interior de 3.80 m. Galeria funcționează cu nivel liber, adâncimea apei fiind de 3.05 m

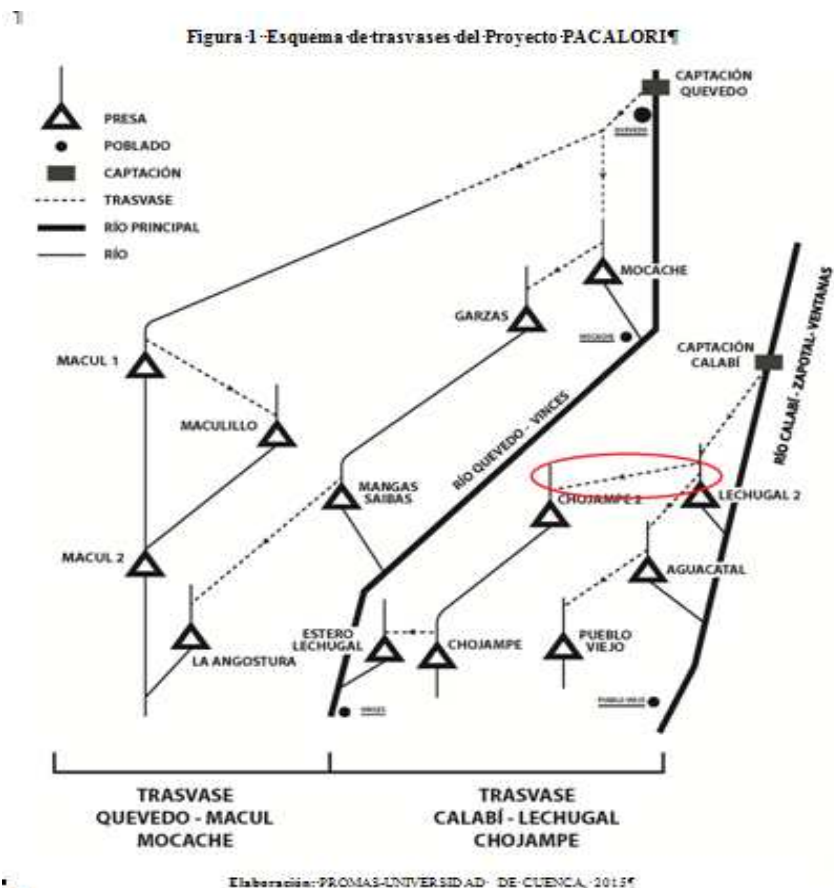


Fig.3.17. Schema generală a sistemului de irigații Pacalori.

Tunelul urmează să se execute cu tehnologia TBM. Căptușeala exterioară a tunelului se va realiza din bolțari prefabricați cu grosimea de 25 cm. . Contactul dintre bolțari și pământ se va injecta pentru consolidare și monolitizarea căptușelii. Căptușeala din bolțari se calculează la împingerea pământului + presiunea apei freatice. La interior pentru impermeabilizare se prevede o căptușeală din beton armat monolit cu grosimea de 15 cm care se calculează numai la presiunea apei din interior (fig.3.18). Această soluție clasică poate fi înlocuită cu un sistem de etanșare cu geomembrană, de exemplu cu Flexible Waterproofing of Water Tunnels with Sikaplan Membranes (grosimi 3...5 mm)



Fig.3.18 Secțiune transversală prin galerie.

Galeria străbate pe tot traseul în general aceleași categorii de pământuri: lito ti finos, blandos, lito ti arenas duros, lito ti limolita, pentru care caracteristicile geotehnice utilizate în calcule au fost determinate pe baza datelor din literatură și a măsurătorilor SPT.

Traseul galeriei cuprinde trei zone speciale unde galeria iese la zi traversând niște văi, respectiv:

- profilul S3 între reper 760 m și 820 m (60 m);
- profilul S4 între reper 1225 m și 1400 m (175 m);
- profilul S11 între reper 4910 m și 5040 m (130 m).

În aceste zone traversarea se poate realiza printr-o conductă metalică protejată termic, rezemată pe un podeț de asemenea metalic (apeduct). În cazul văilor de adâncime mică, dacă înălțimea rambleului nu este exagerată (mai mică de 7...8 m) se poate închide valea cu un rambleu care să includă galeria cu o acoperire de circa 2 m pentru protecția ei termică. Rambleul va avea la bază goliri de fund pentru tranzitarea debitelor de pe firul văii din amonte de rambleu.

Calculul solicitărilor secționale M și N în căptușeala de bolțari a galeriei s-a făcut cu softul GeoStudio/Sigma/W.

Armarea bolțarilor care alcătuiesc secțiunea galeriei s-a făcut la solicitările maxime din secțiune în ipoteza armării duble simetrice. Armarea s-a făcut în conformitate cu codul Eurocode 2 Proiectarea structurilor de beton: EN 1992-1-1:2004, SR EN 1992-1-1. S-a considerat beton C30/37 armături de rezistență PC52 și armături de repartiție OB37.

3.2.1. Cazul galeriei pline cu apă (combinația de încărcări B)

În figurile 3.19...3.20 se prezintă comparativ variația momentelor încovoietoare (M), forțelor axiale (N), deplasărilor verticale și a deplasărilor orizontale pentru galeria fără apă și respectiv plină cu apă (adâncimea apei 3.05 m). Cazul galeriei cu apă este reprezentat cu culoare albastră.

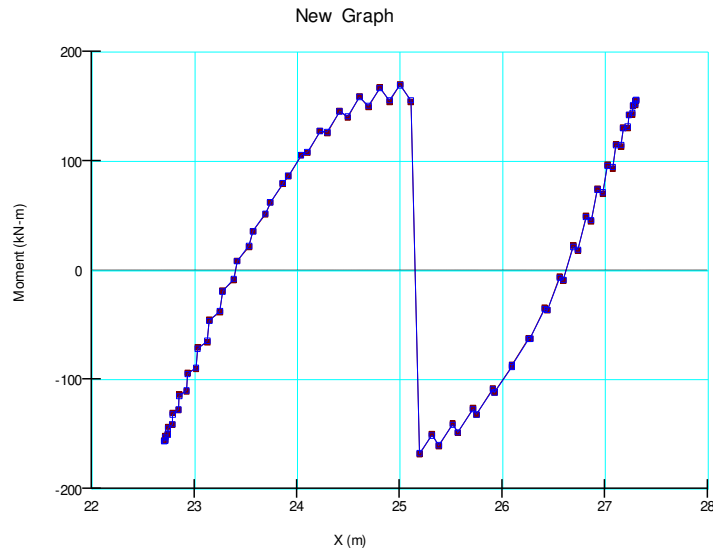


Fig.3.19 Variația momentelor încovoietoare profil S8, galerie cu apă și goală

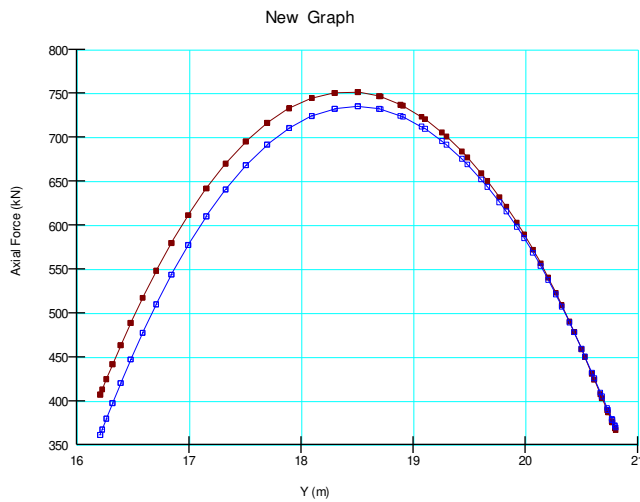


Fig.3.20 Variația forțelor axiale profil S8, galerie cu apă și goală.

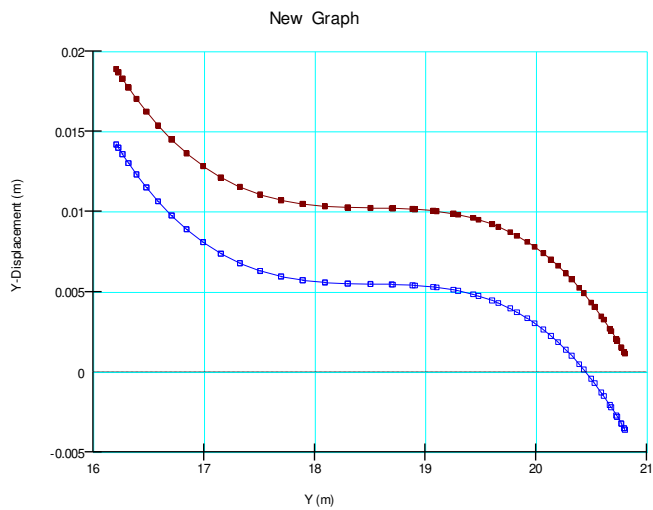


Fig.3.21 Variația deplasărilor verticale profil S8, galerie cu apă și goală.

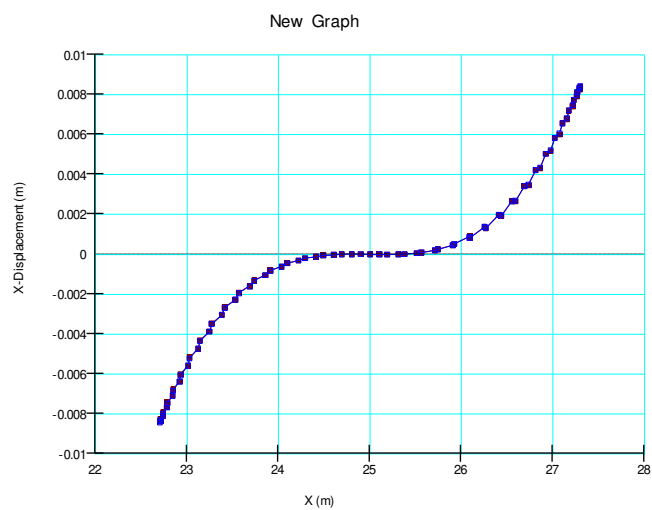


Fig.3.22 Variația deplasărilor orizontale profil S8, galerie cu apă și goală.

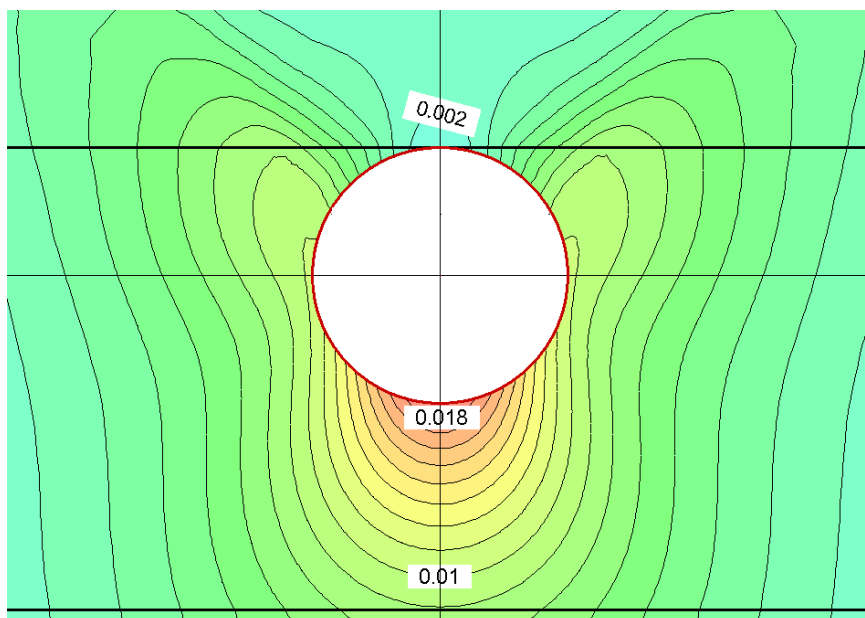


Fig.3.23 Detalii deplasări verticale profil S8, galerie goală

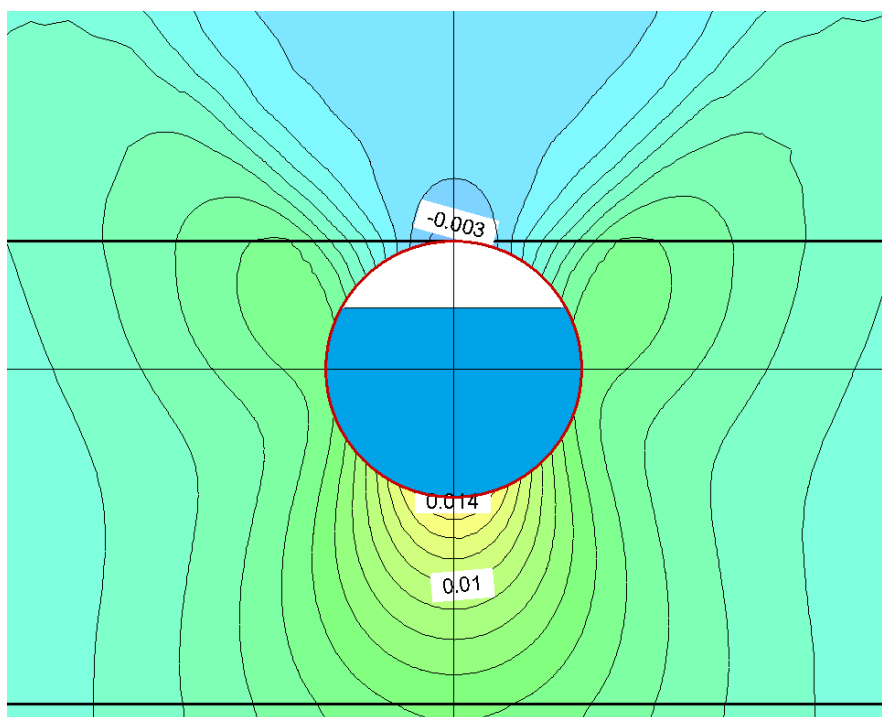


Fig.3.24 Detalii deplasări verticale profil S8, galerie cu apă

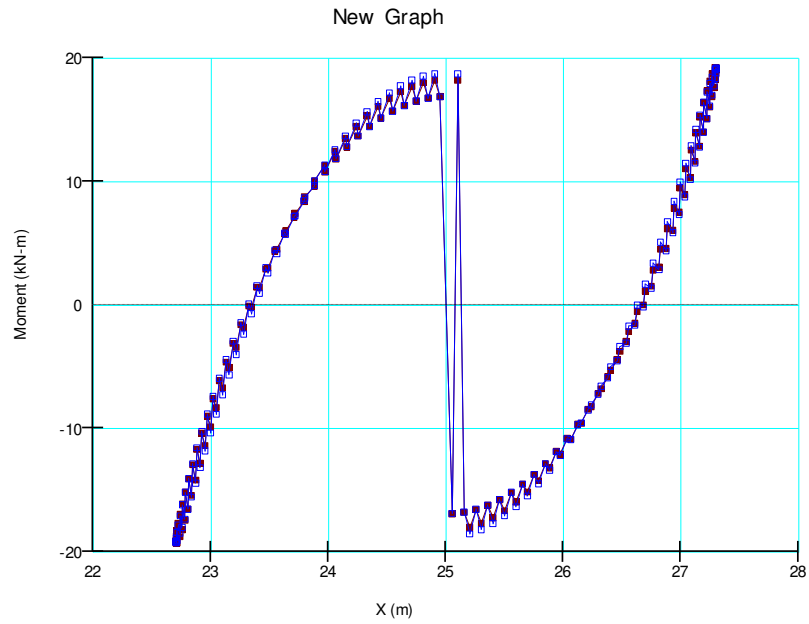


Fig.3.25 Variația momentelor încovoietoare profil S3, galerie cu apă și goală

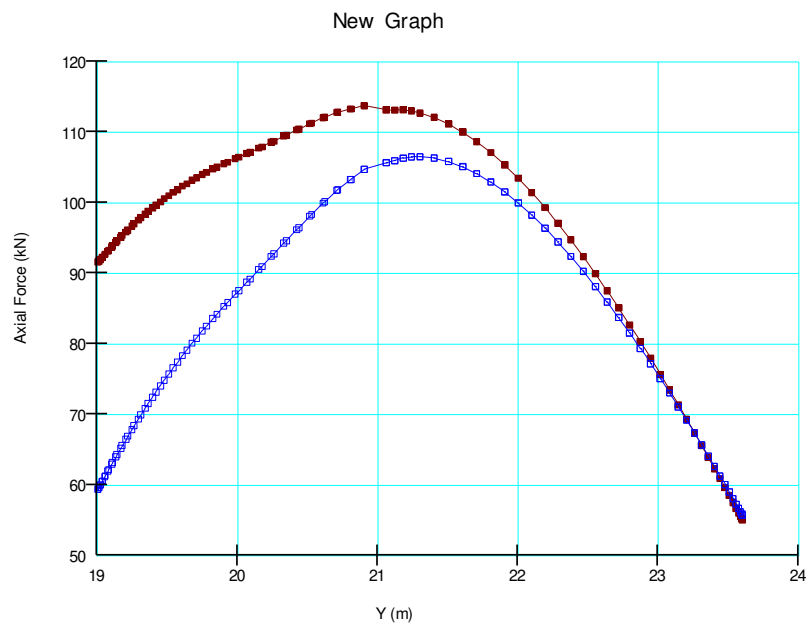


Fig.3.26 Variația forțelor axiale profil S3, galerie cu apă și goală.

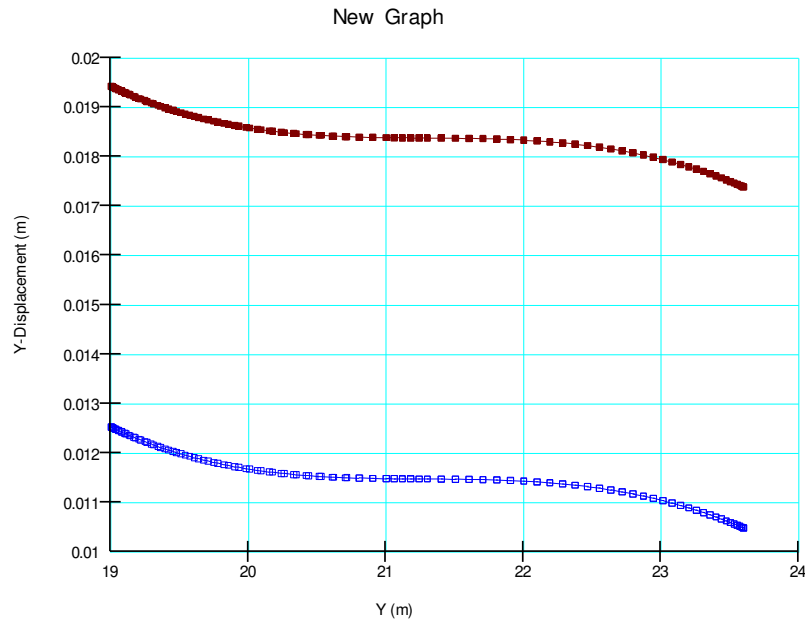


Fig.3.27 Variația deplasărilor verticale profil S3, galerie cu apă și goală.

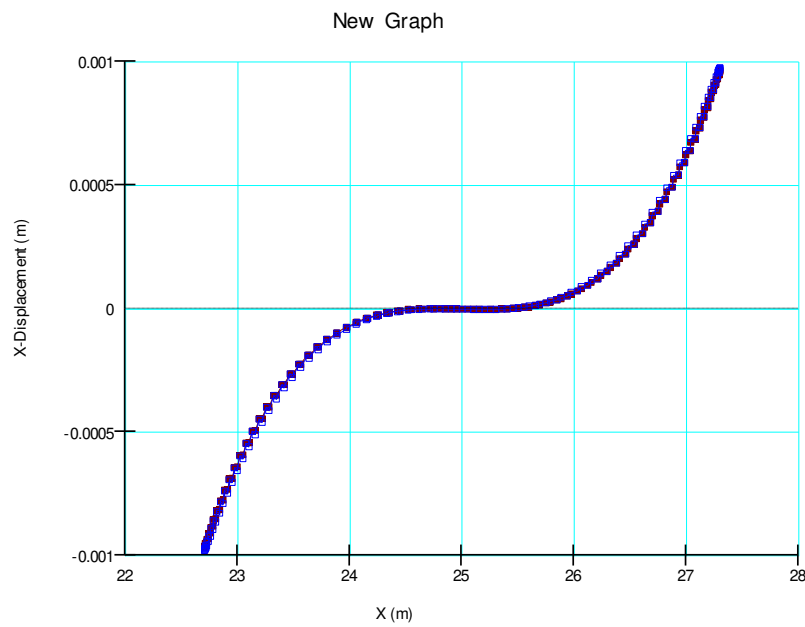


Fig.3.28 Variația deplasărilor orizontale profil S3, galerie cu apă și goală.

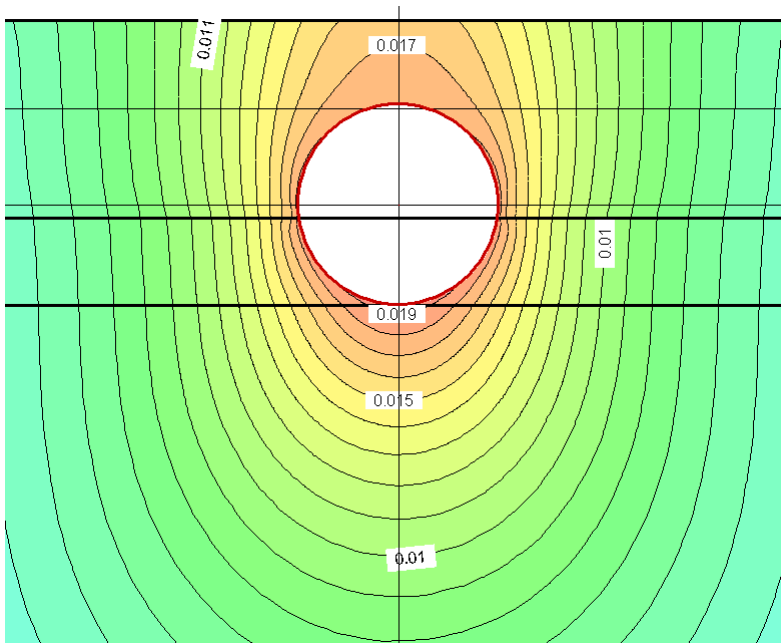


Fig.3.29 Detalii deplasări verticale profil S3, galerie goală

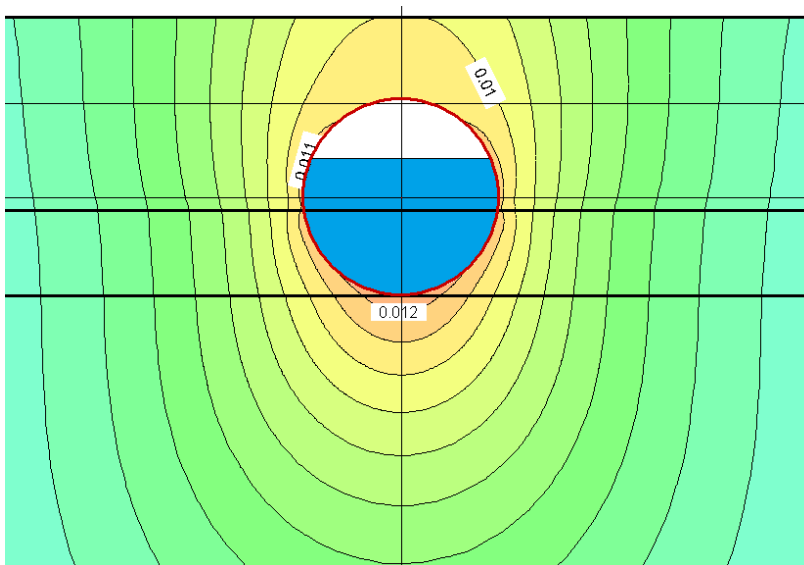


Fig.3.30 Detalii deplasări verticale profil S3, galerie cu apă

Pe baza examinării datelor prezentate în figurile 3.19...3.30 se poate concluziona că influența umplerii cu apă a galeriei în raport cu galeria goală asupra solicitărilor secționale și deplasărilor de răspuns este nesemnificativă atât pentru S8 cât și pentru S3. Solicitățile maxime se produc la combinația de încărcări A – galerie fără apă la interior.

3.2.2 Calcule pentru armarea galeriei.

Armarea bolțarilor care alcătuiesc secțiunea galeriei s-a făcut la solicitările maxime din secțiune în ipoteza armării duble simetrice. Armarea s-a făcut în conformitate cu codul Eurocode 2 Proiectarea structurilor de beton: EN 1992-1-1:2004, SR EN 1992-1-1. S-a considerat beton C30/37 armături de rezistență PC52 și armături de repartiție OB37.

Armarea s-a calculat pentru profilul S8 cu acoperire maximă de pământ (14.80 m coloana de pământ la cheie) și pentru profilul S3 cu acoperire de 2.00 m coloană de pământ la cheie.

Pentru alte adâncimi de îngropare solicitările secționale M,N și ariile de armătură au fost determinate prin interpolare liniară între rezultatele corespunzătoare de la profilele S8 și S3.

Calcule de armare pentru S8 (adâncime la cheie 14.80 m)

g4

Date de intrare

M = 170.5 kNm a = 2.5 cm
 Ra = 300 PC52<=28MM N/mmp a' = 2.5 cm
 Rc = 20.5 Bc35-C30/37 N/mmp ζ1 = 0.25 participant la pre
 b = 100 cm pmin = 0.15 zona camp
 h = 25 cm

☒ Afiseaza date intermediare

Rezultate intermediare

ho = 22.5 cm ζ = 0.25
 m = 0.16428786510087 Aa'c = -9.42024739583337 cmp
 m1 = 0.21875

Rezultate finale

Exact: Aa = 29.0172526041666 cmp
 Exact: Aa' = 0
 Aa efectiv = 29.4524311274043
 Reprezentand = 6d25 /ml
 Aa' efectiv = 29.4524311274043
 Reprezentand = 6d25 /ml

Calcule de armare pentru S3 (adâncime la cheie 2.00 m)

g4

Date de intrare

M = 18.2 kNm a = 2.5 cm
 Ra = 300 PC52<=28MM N/mmp a' = 2.5 cm
 Rc = 20.5 Bc35-C30/37 N/mmp ζ1 = 0.25 participant la pre
 b = 100 cm pmin = 0.15 zona camp
 h = 25 cm

☒ Afiseaza date intermediare

Rezultate intermediare

ho = 22.5 cm ζ = 0.25
 m = 0.01753688647997 Aa'c = -34.8035807291667 cmp
 m1 = 0.21875

Rezultate finale

Exact: Aa = 3.6339192708333 cmp
 Exact: Aa' = 0
 Aa efectiv = 8.04247719318987
 Reprezentand = 4d16 /ml
 Aa' efectiv = 8.04247719318987
 Reprezentand = 4d16 /ml

Calcul de armare pentru 5 m adâncime la cheie (prin interpolare)

g4

Date de intrare

M = 58 kNm a = 2.5 cm
 Ra = 300 PC52<=28MM N/mmp a' = 2.5 cm
 Rc = 20.5 Bc35-C30/37 N/mmp ζ_1 = 0.25 participant la pre
 b = 100 cm pmin = 0.15 zona camp
 h = 25 cm

☒ Afiseaza date intermediare

Rezultate intermediare

ho = 22.5 cm ζ = 0.25
 m = 0.05588678109003 Aa'c = -28.1702473958333 cmp
 m1 = 0.21875

Rezultate finale

Exact: Aa = 10.2672526041667 cmp
 Exact: Aa' = 0
 Aa efectiv = 12.0637157897848
 Reprezentand = 6d16 /ml
 Aa' efectiv = 12.0637157897848
 Reprezentand = 6d16 /ml

Calcul de armare pentru 10 m adâncime la cheie (prin interpolare)

g4

Date de intrare

M = 116 kNm a = 2.5 cm
 Ra = 300 PC52<=28MM N/mmp a' = 2.5 cm
 Rc = 20.5 Bc35-C30/37 N/mmp ζ_1 = 0.25 participant la pre
 b = 100 cm pmin = 0.15 zona camp
 h = 25 cm

☒ Afiseaza date intermediare

Rezultate intermediare

ho = 22.5 cm ζ = 0.25
 m = 0.11177356218006 Aa'c = -18.5035807291667 cmp
 m1 = 0.21875

Rezultate finale

Exact: Aa = 19.9339192708333 cmp
 Exact: Aa' = 0
 Aa efectiv = 22.8079626650619
 Reprezentand = 6d22 /ml
 Aa' efectiv = 22.8079626650619
 Reprezentand = 6d22 /ml

În figura 3.31 se prezintă elemente de cofrare și de armare ale bolțarilor. Calculele de armare au evidențiat că o grosime constantă de 25 cm a cămășuielii exterioare a galeriei este recomandabilă pe întreaga lungime a galeriei de derivație Lechugal 2 – Chojambe 2..

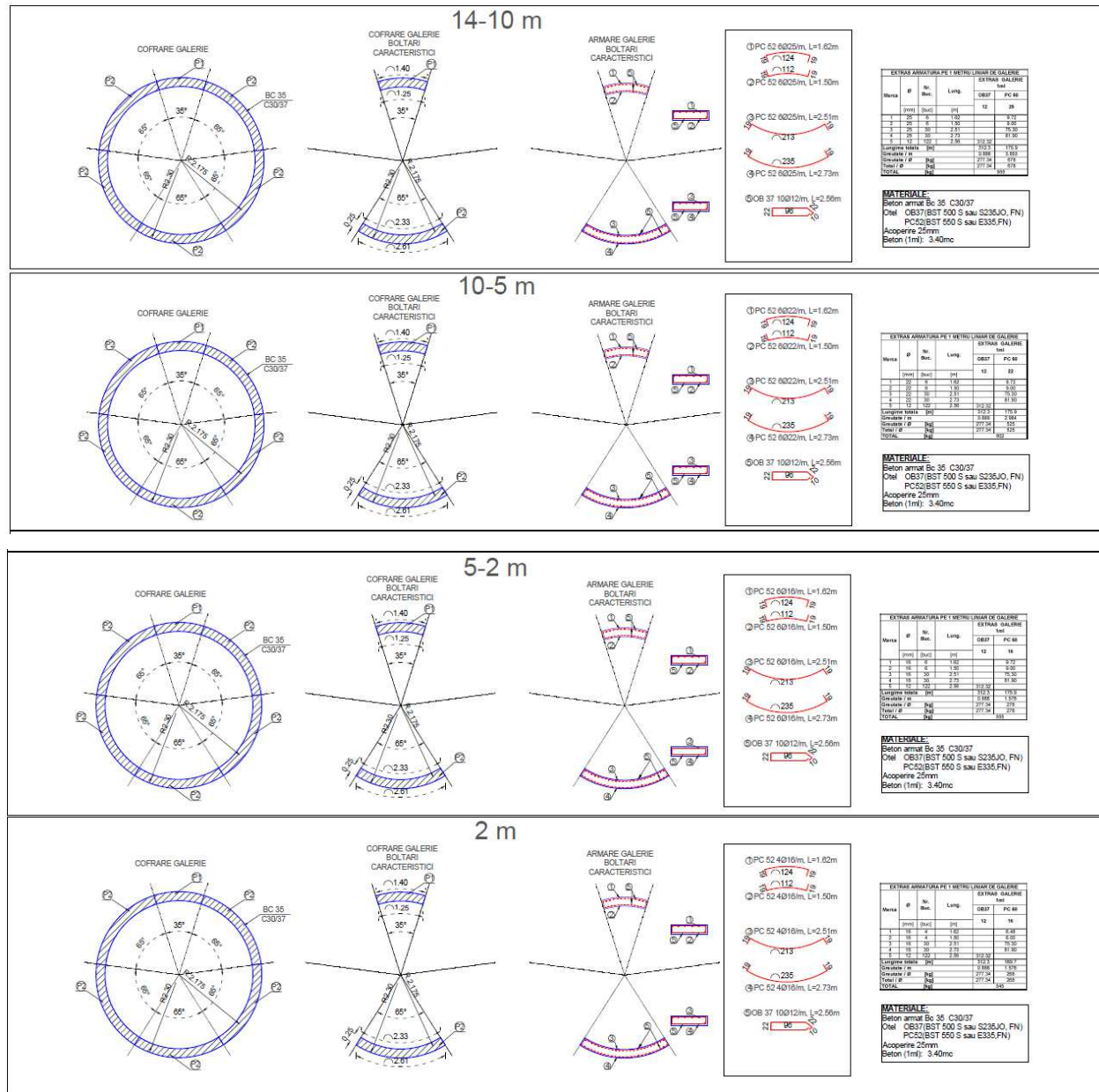


Fig.3.31 Elemente de cofrare și de armare ale bolțarilor

Acceptarea rezultatelor obținute din analizele cu căptușeala monolită este justificată pentru că bolțarii sunt puternic comprimați din împingerea pământului pe suprafețele de contact dintre ei și de asemenea sunt prevăzute o serie de măsuri constructive pentru monolitizarea secțiunii galeriei (injectarea contactului extrados galerie – pământ, etanșeizarea secțiunii galeriei la interior).

În Tabelul centralizator 3 se prezintă o sinteză a rezultatelor calculelor efectuate cu programul Sigma/W privind momentele încovoietoare și forțele axiale maxime din căptușeala galeriei, precum și armarea secțiunii după Eurocode 2.

Tabel centralizator 3

Bc 35 C30/37 PC52(BST 550 S sau E335,FN), OB37(BST 500 S sau S235JO, FN) b=25cm, a=2.5cm					
Adancimea galeriei la cheie	MMax	Nmax	Parmare	Diametru sin r. de bare	
14.80	170.5	752	2.95	6d25	
10	116	539	2.0	6d22	
5	58	272.75	1.03	6d16	
2	19.2	113	0.8	4d16	

Armarea galeriei pentru adâncimea la cheie de 14.80 m se aplică în profilele cu adâncimi la cheie între 14.80 și 10 m. Armarea galeriei pentru adâncimea la cheie de 10 m se aplică în profilele cu adâncimi la cheie între 10 și 5 m. Armarea galeriei pentru adâncimea la cheie de 5 m se aplică în profilele cu adâncimi la cheie între 5 și 2 m.

4. ANALIZA SEISMICA LA SOLICITAREA OBE A CASETEI COLECTOR DE APE UZATE DÂMBOVIȚA

În acest capitol se prezintă analiza seismică la solicitarea OBE a casetei collector de ape uzate Dâmbovița, tronson Ciurel Opera a cărei profil caracteristic se prezintă în figura 4.

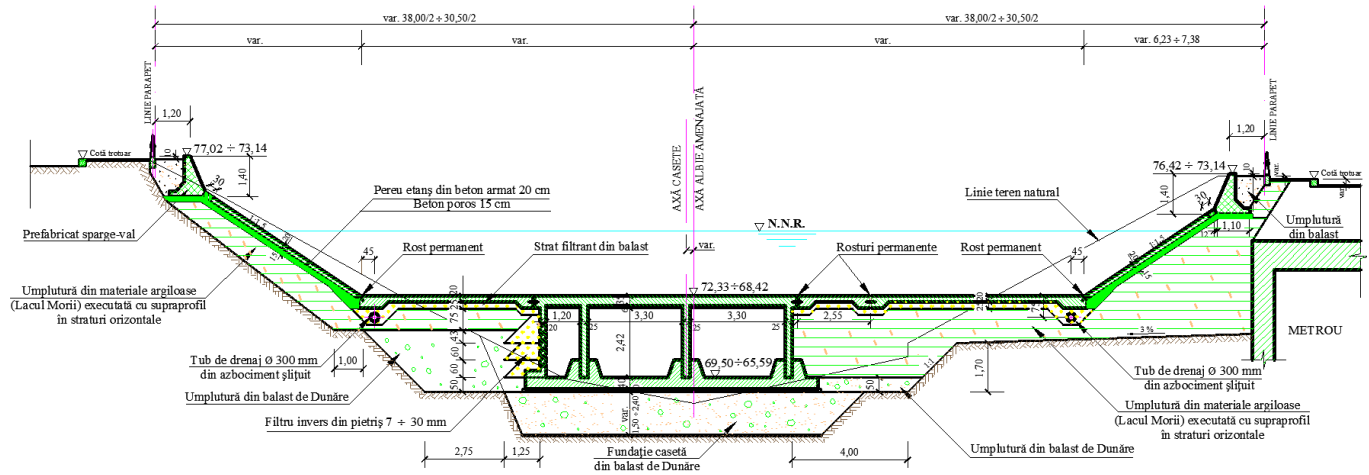


Fig. 4. Amenajarea râului Dâmbovița în municipiul București. Profil caracteristic.

Calculul s-a efectuat prin metodele analizei modale aplicând softul ABAQUS.

Suplimentar față de elementele geometrice din figura 4. se vor considera următoarele:

a) Caracteristicile mecanice ale betonului din casetă:

- $E_{b,s}=23000$ [MPa], $\mu_s=0.18$, $\gamma_b=24$ [kN/m³];
- $E_{b,d}=1.2 \cdot E_{b,s}=27600$ [MPa]; $\mu_d=0.23$;
- $\nu=0.05$

unde: $E_{b,s}$ – modulul de elasticitate static al betonului, exprimat în MPa;

μ_s – coeficientul Poisson static al betonului;

γ_b – greutatea volumică a betonului, exprimată în kN/m³;

$E_{b,d}$ – modulul de elasticitate dinamic al betonului, exprimat în MPa;

μ_d – coeficientul Poisson dinamic al betonului;

ν – fracțiunea din amortizarea critică.

b) Caracteristicile mecanice ale terenului de fundare considerate în calcule:

- $E_{r,s}=60000$ [kPa], $\mu_{r,s}=0.30$, $\gamma_r=0$

unde: $E_{r,s}$ – modulul de elasticitate static al terenului de fundare, exprimat în kPa;

$\mu_{r,s}$ – coeficientul Poisson al terenului de fundare;

γ_r – greutatea volumică a terenului de fundare considerată în calcule.

- c) Cutremurul se aplică pe direcție orizontală (mal stâng – mal drept), perpendicular pe axul longitudinal al casetei și pe direcție verticală.

Accelerograma cutremurului pe direcție orizontală (NS) înregistrată la INCERC în data de 04.03.1977 are accelerația maximă de $0.194 \cdot g$ (1.9 m/s^2), însă după alegerea unei benzi de doar 15s din totalul de 61s și corectarea acesteia cu softul SeismoSignal, aceasta are accelerația maximă de $0.190 \cdot g$ (1.86 m/s^2) și se prezintă în figura 4.1.

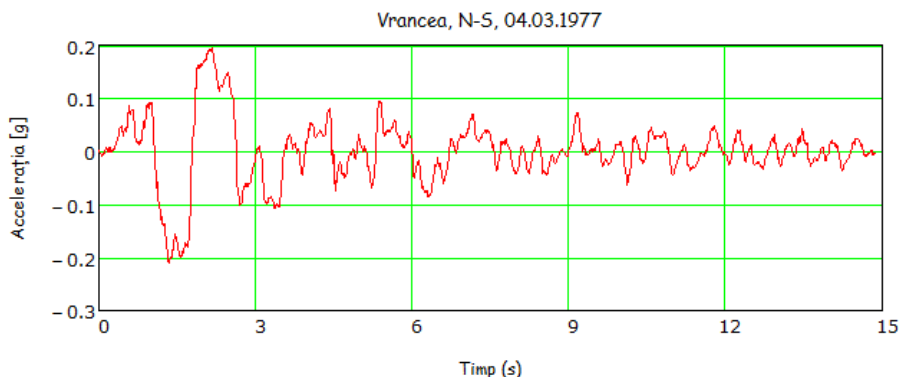


Fig. 4.1 Accelerograma cutremurului Vrancea 04.03.1977, componenta N-S

Accelerograma cutremurului pe direcție verticală înregistrată la INCERC în data de 04.03.1977 are accelerația maximă de $0.114 \cdot g$ (1.12 m/s^2), însă după alegerea unei benzi de doar 14s din totalul de 42s și corectarea acesteia cu softul SeismoSignal, aceasta are accelerația maximă de $0.126 \cdot g$ (1.23 m/s^2) și se prezintă în figura 4.2.

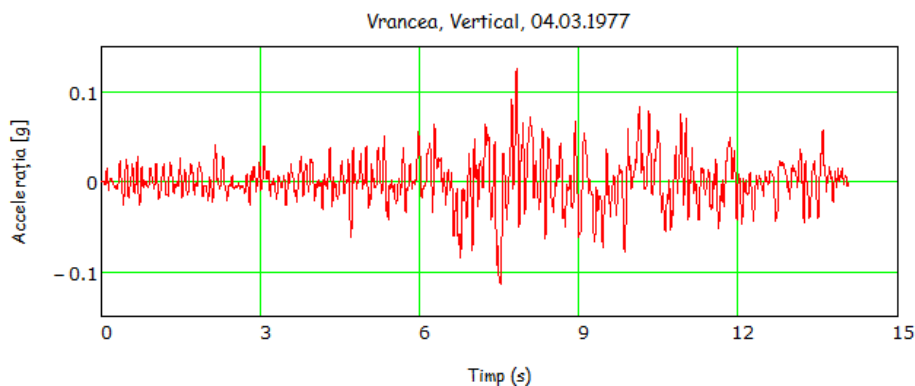


Fig. 4.2 Accelerograma cutremurului Vrancea 04.03.1977, componenta verticală

- d) Spectrul seismic de răspuns va fi determinat din accelerograme pentru $\nu=0.05$.
- e) Analiza seismică se va efectua în ipoteza cu apă în caseta, și în ipoteza cu apă în casetă și canal
- f) Influența apei din lac se va considera conform principiului maselor adiționale.

➤ Modelul de calcul

În figura 4.3 se prezintă schema generală de discretizare a ansamblului structură-fundație. Modelul de calcul al casetei și al fundației a fost realizat cu programul ABAQUS.

Principalele date geometrice ale schemei de discretizare sunt următoarele:

- lățime teren de fundare: 242.00 m
- adâncimea fundației: 90 m

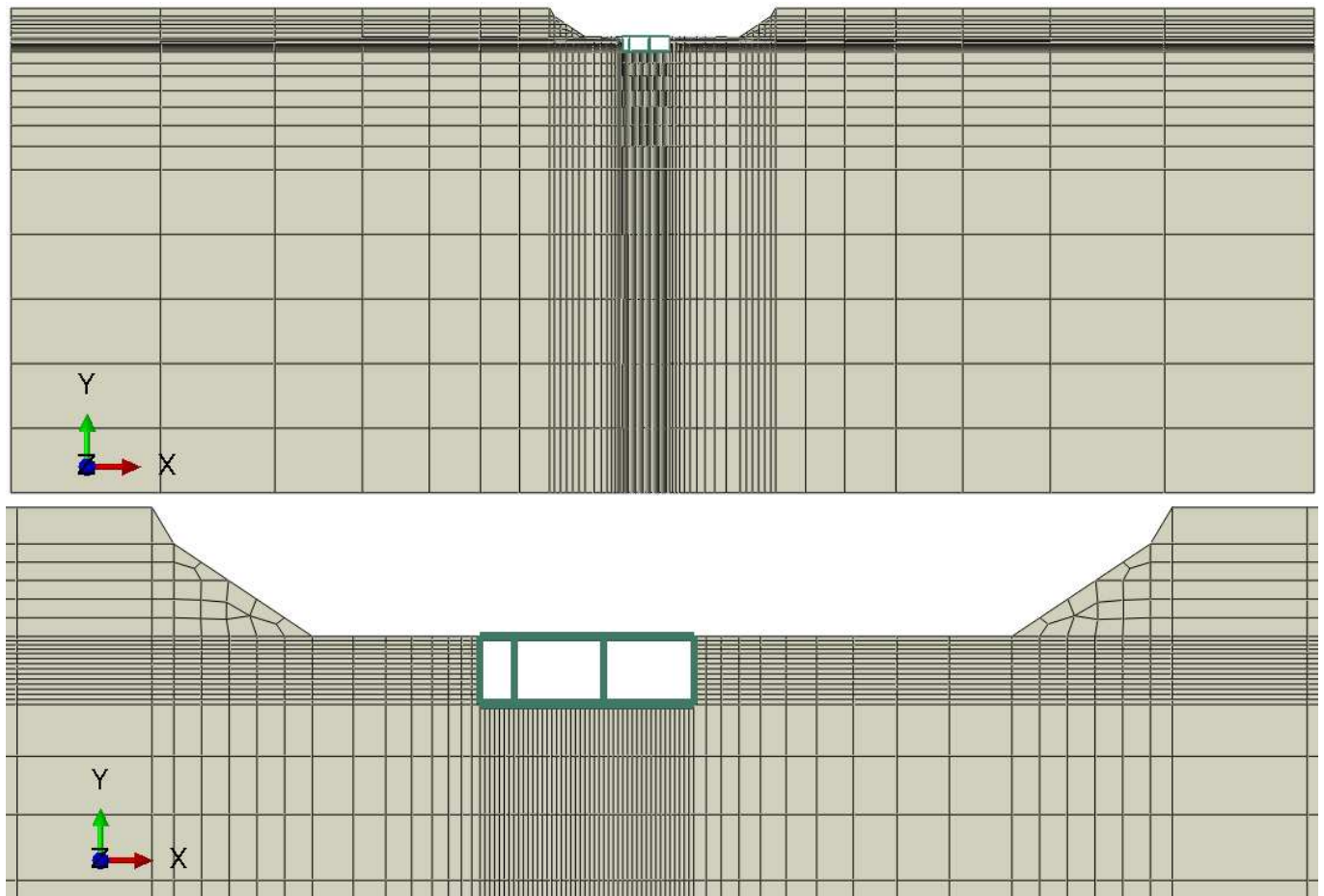


Figura 4.3. Schema generală de discretizare a ansamblului structură – fundație

Date asupra discretizării

Casetă:

- Numărul total de noduri: 290
- Numărul total de elemente: 146
- Tipul elementelor finite: elemente bidimensionale (3 grade de libertate pe nod) tip grindăB22 (ABAQUS)

Teren de fundare:

- Numărul total de noduri: 1944

- Numărul total de elemente: 1810
- Tipul elementelor finite: elemente patrulate tip CPS4 (ABAQUS)

Total (caseta + teren de fundare):

- Numărul total de noduri: 2234
- Numărul total de elemente: 1956

Proprietățile materialelor din ansamblul discretizat sunt prezentate în Tabelul 5.1. Materialele sunt omogene, izotrope și cu comportare liniar – elastică.

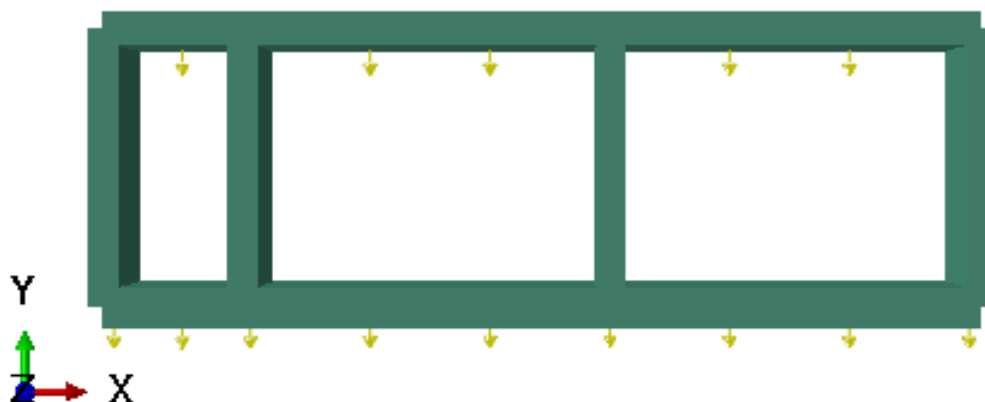
Tabelul 5.1

Proprietăți	Beton	Teren de fundare
Densitatea [kg/m^3]	2400	0
Coeficientul Poisson static [-]	0.18	0.30
Coeficientul Poisson dinamic [-]	0.23	-
Modulul lui Young static [MPa]	23000	60
Modulul lui Young dinamic [MPa]	27600	-

➤ Încărcări

a) Greutatea proprie

În program greutatea proprie este atribuită întregii structuri și creată utilizând masa casetei și accelerația gravitațională $g[\text{m/s}^2]$ în direcția verticală (Y) (fig. 4.4). Greutatea proprie a fost calculată pentru fiecare element finit în parte și repartizată în final la noduri. În cazul fundației s-a considerat doar rigiditatea acesteia, iar densitatea s-a considerat nulă.



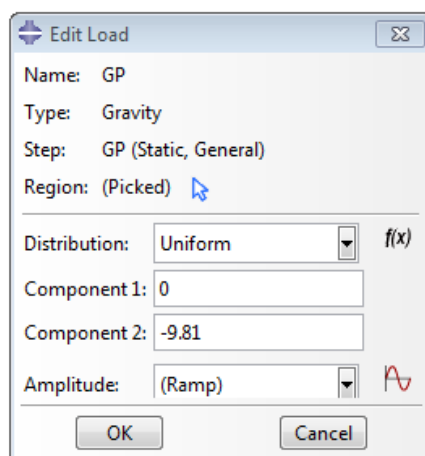


Fig. 4.4 Atribuirea greutății proprii

b) Presiunea hidrostatică

În ABAQUS presiunea apei este atribuită în casetă pentru o înălțime a apei de 1.80m și în canal pentru o înălțime a apei de 2.30m(fig. 4.5). Pentru a stabili presiunea apei trebuie să se aleagă distribuția hidrostatică și magnitudinea, care este calculată din înălțimea coloanei de apă și greutatea specifică a apei. În continuare trebuie aleasă înălțimea unde presiunea apei are valoarea zero și înălțimea de referință a presiunii.

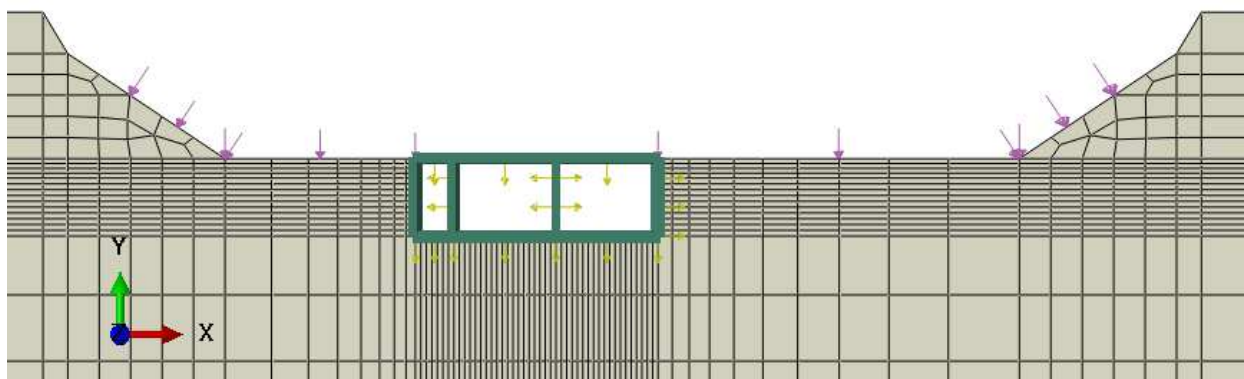


Fig. 4.5. Atribuirea presiunii hidrostatice

c) Încărcările din seism

În cadrul analizei modale spectrul seismic de răspuns s-a obținut prin prelucrare matematică utilizând softul MathCAD a accelerogramei prezentate în figura 5.1, respectiv figura 5.2 pentru fracțiunea din amortizarea critică de 5%. Spectrul de proiectare s-a obținut din spectrul seismic de răspuns prin netezirea acestuia, utilizând funcția *supsmooth* în MathCAD.

În figura 4.6 se prezintă spectrul seismic de răspuns pentru fracțiunea din amortizarea critică de 5%, inclusiv spectrul de proiectare obținut prin netezire pentru accelerograma cu accelerația maximă de $0.190 \cdot g$

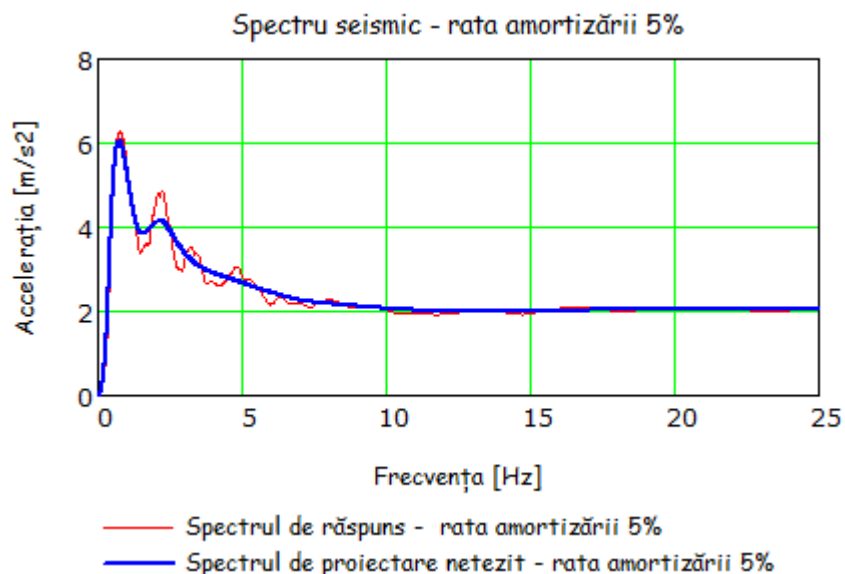


Fig.4.6 Spectrul de răspuns și de proiectare pentru fracțiunea din amortizarea critică de 5%

În figura 4.7 se prezintă spectrul seismic de răspuns pentru fracțiunea din amortizarea critică de 5%, inclusiv spectrul de proiectare obținut prin netezire pentru acceleroograma cu accelerația maximă de $0.126 \cdot g$

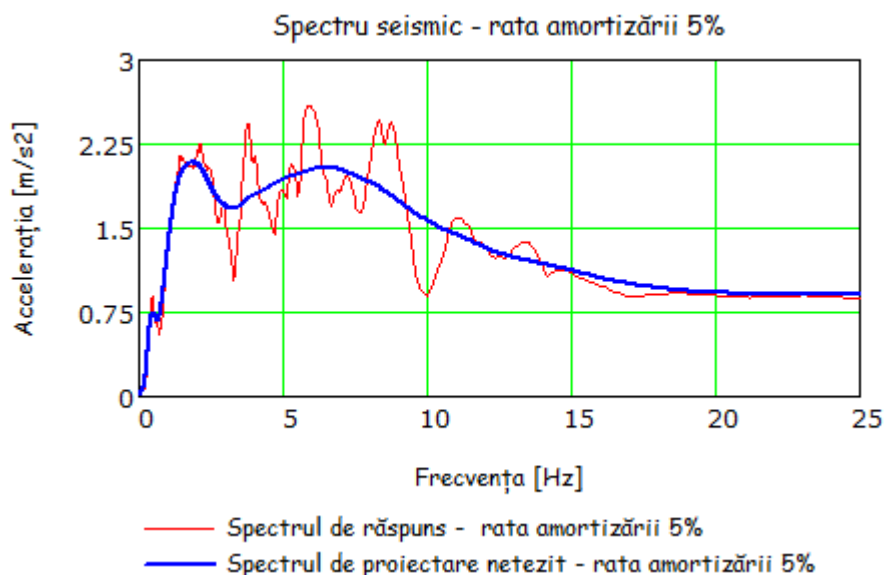


Fig.4.7 Spectrul de răspuns și de proiectare pentru fracțiunea din amortizarea critică de 5%

d) Condiții de margine

În analiza statică în toate ipotezele realizate (greutate proprie, greutate proprie + presiune hidrostatică în casetă, greutate proprie + presiune hidrostatică în casetă + presiune hidrostatică în canal) s-au blocat deplasările nodurilor din fundație de la limita discretizării pe direcțiile X și Y.

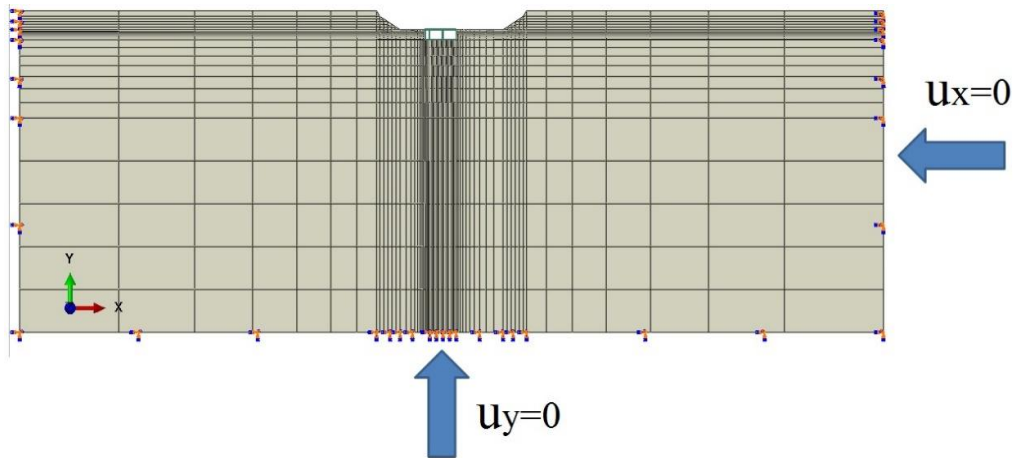


Figura 4.8 Condiții de margine analiza statică și modală

În analiza spectrală s-au blocat deplasările nodurilor de la baza fundației pe direcție orizontală X, și pe direcție verticală nodurile laterale ale fundației, iar spectrul de răspuns s-a aplicat prima dată pe direcție orizontală (X), iar apoi combinat pe direcție orizontală (X) cu direcție verticală (Y)

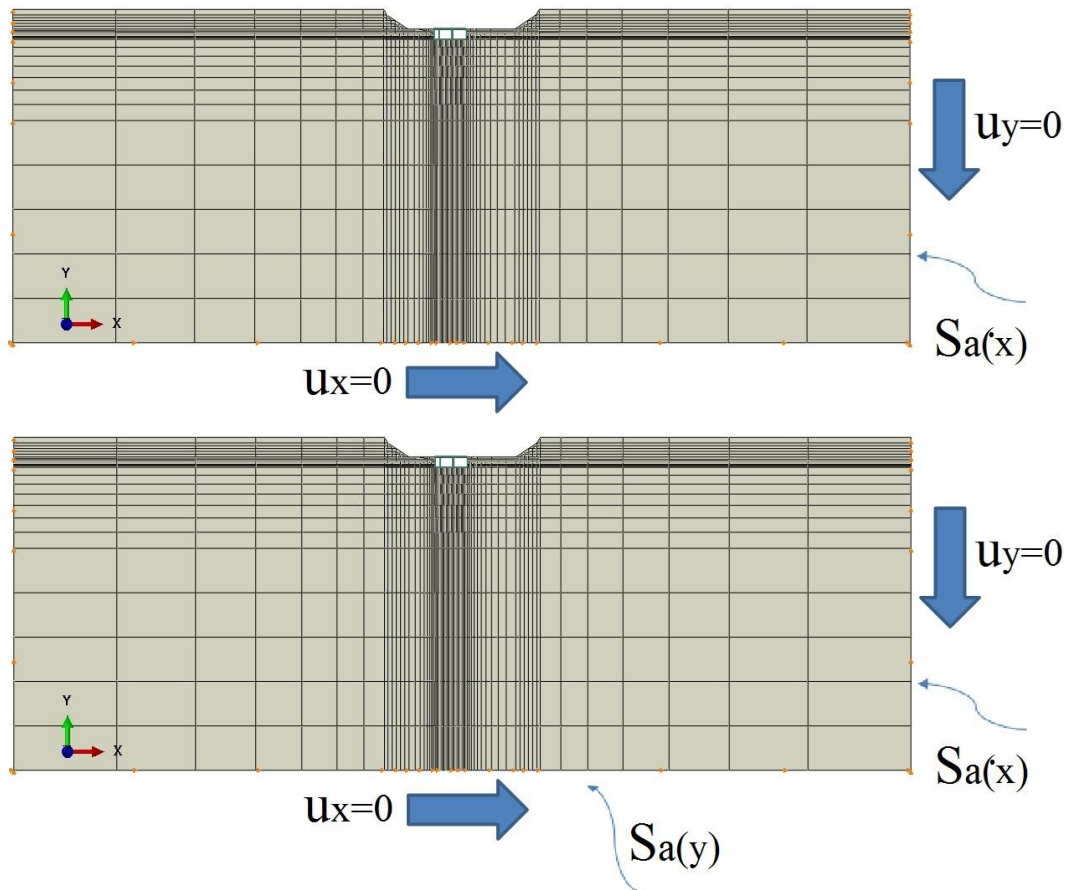


Figura 4.9 Condiții de margine analiza spectral

Unele rezultate ale calculelor sunt prezentate în cele ce urmează.

În Tabelul 4.2 sunt prezentate frecvențele circulare (ω , rad/s), naturale (f , Hz) și perioadele proprii (T , s) ale primelor 6 moduri proprii, precum și masa efectivă (tabelul 4.2.a) și factorul de participare (tabelul 4.2.b) pe direcția x,y și z atât pentru ipoteza fără apă cât și pentru ipoteza cu apă.

Tabelul 4.2.a

MODURI PROPRII											
FĂRĂ APĂ						CU APĂ ÎN CASETĂ + CANAL					
Nr	Frecvențe		Period e	Masa efectivă		Nr	Frecvențe		Period e	Masa efectivă	
	[rad/s]	[Hz]	[s]	x [%]	y [%]		[rad/s]	[Hz]	[s]	x [%]	y [%]
1	37.4	5.963	0.168	98.38	6.70	1	23.3	3.706	0.270	106.77	1.20
2	37.9	6.034	0.166	6.69	99.15	2	23.6	3.750	0.267	1.21	107.60
3	88.1	14.03 4	0.071	0.62	0.02	3	58.0	9.228	0.108	0.59	0.00
4	139.9	22.27 4	0.045	0.26	0.01	4	84.6	13.47 4	0.074	0.36	0.01
5	157.5	25.07 4	0.040	0.00	0.08	5	101.1	16.09 5	0.062	0.00	0.12
6	287.2	45.73 7	0.022	0.00	0.00	6	164.4	26.17 4	0.038	0.00	0.00
			Σ	105.9 6	105.9 5				Σ	108.94	108.93

Tabelul 4.2.b

MODURI PROPRII											
FĂRĂ APĂ						CU APĂ ÎN CASETĂ + CANAL					
Nr	Frecvențe		Period e	Factor de participare		Nr	Frecvențe		Period e	Factor de participare	
	[rad/s]	[Hz]	[s]	x	y		[rad/s]	[Hz]	[s]	x	y
1	37.4	5.963	0.168	1.03	0.00	1	23.3	3.706	0.270	1.07	0.01
2	37.9	6.034	0.166	-0.02	0.00	2	23.6	3.750	0.267	0.01	1.08
3	88.1	14.03 4	0.071	0.00	-0.01	3	58.0	9.228	0.108	0.01	0.00
4	139.9	22.27 4	0.045	0.00	0.01	4	84.6	13.47 4	0.074	0.00	0.00
5	157.5	25.07 4	0.040	0.00	0.00	5	101.1	16.09 5	0.062	0.00	0.00
6	287.2	45.73 7	0.022	0.00	0.00	6	164.4	26.17 4	0.038	0.00	0.00

O prezentare comparativă a variației perioadelor proprii în ipotezele fără apă, cu apă în casetă și cu apă în casetă+canal este ilustrată în figura 4.10.

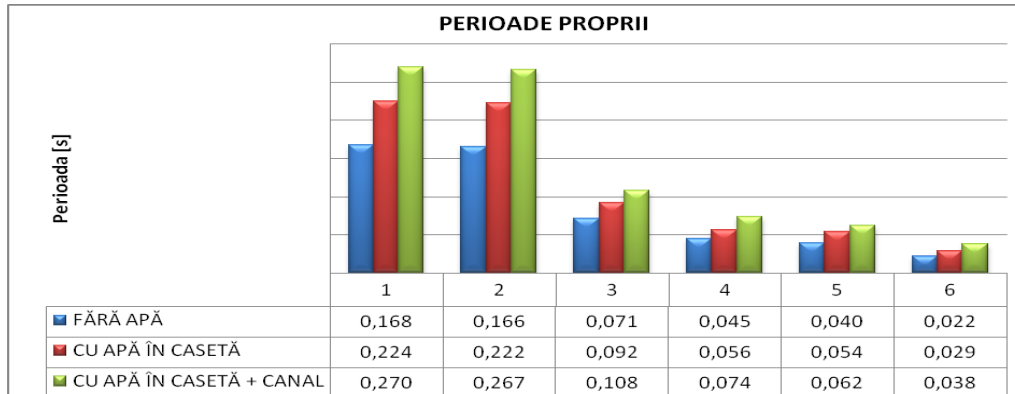
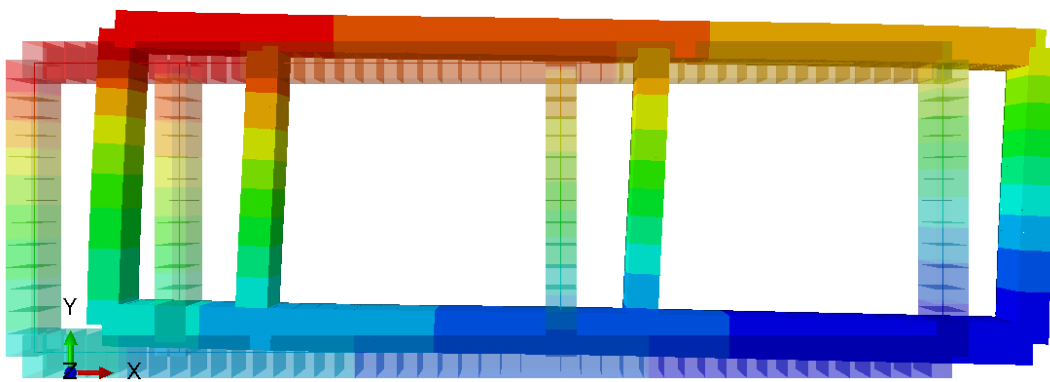
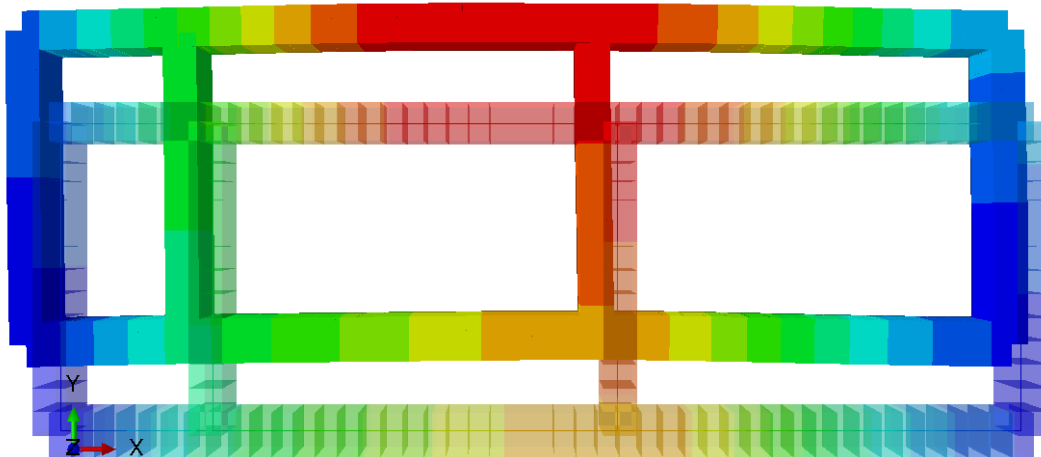


Fig. 4.10 Perioade proprii [s] – Ipoteza fără apă / cu apă

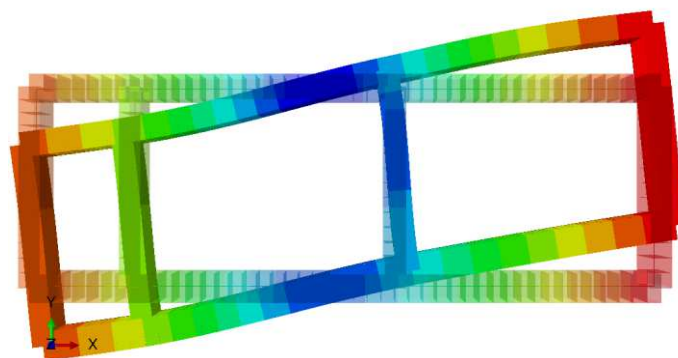
În figura 4.11 sunt ilustrate primele 6 moduri proprii ale structurii în ipoteza fără apă.



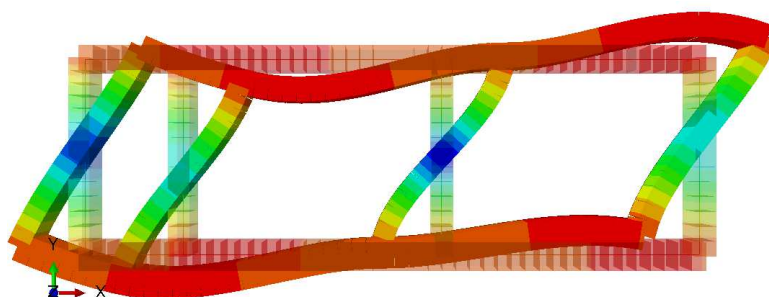
$$T_1 = 0.168 \text{ s}$$



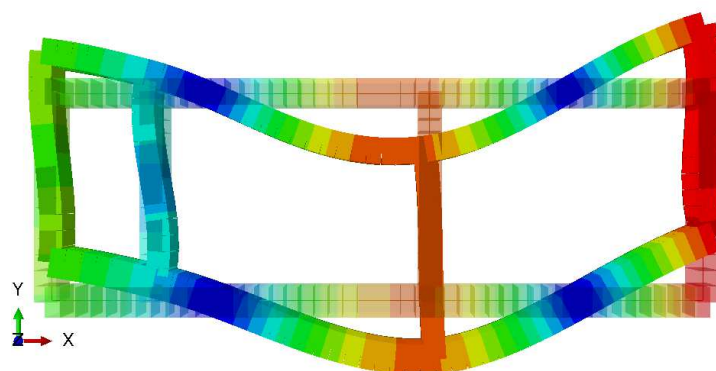
$$T_2 = 0.166 \text{ s}$$



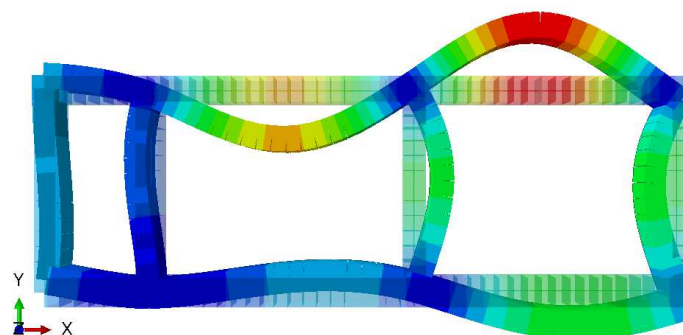
$T_3=0.071$ s



$T_4=0.045$ s



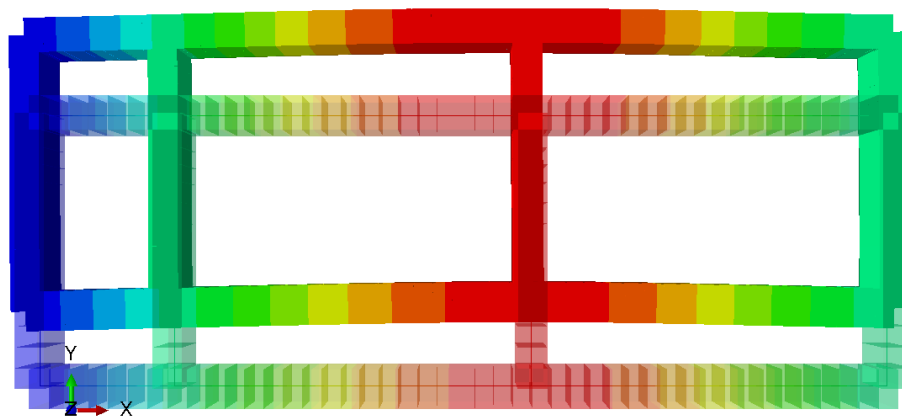
$T_5=0.040$ s



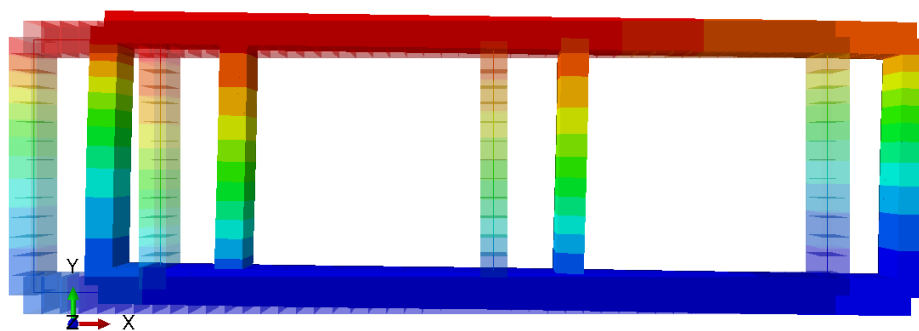
$T_6=0.0022$ s

Fig. 4.11 Primele șase moduri proprii în ipoteza fără apă

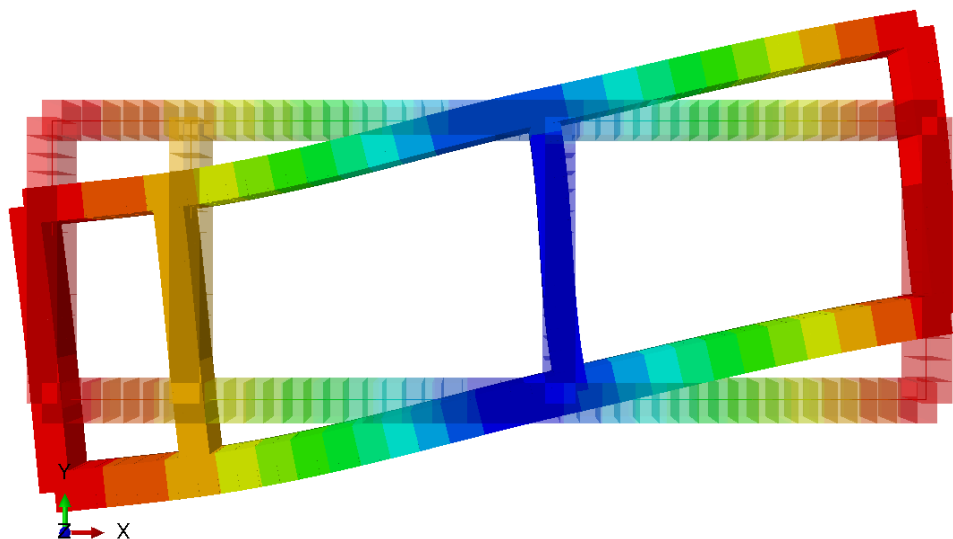
În figura 4.12 sunt ilustrate primele 6 moduri proprii ale structurii în ipoteza cu apă în casetă.



$T_1=0.224$ s



$T_2=0.222$ s



$T_3=0.092$ s

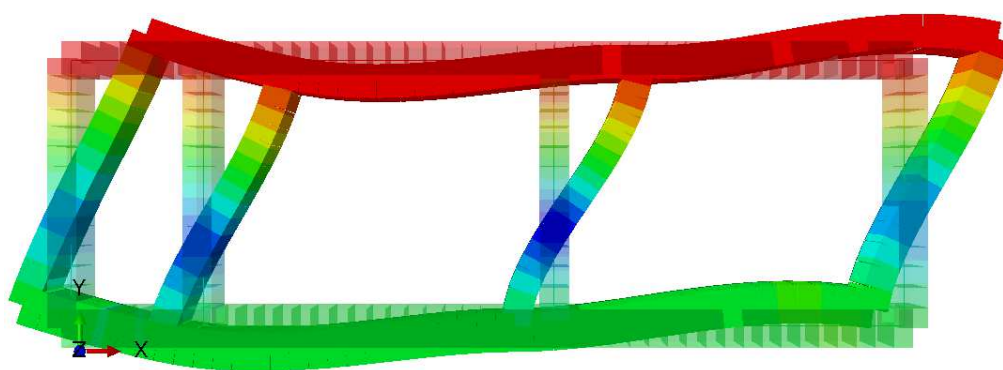
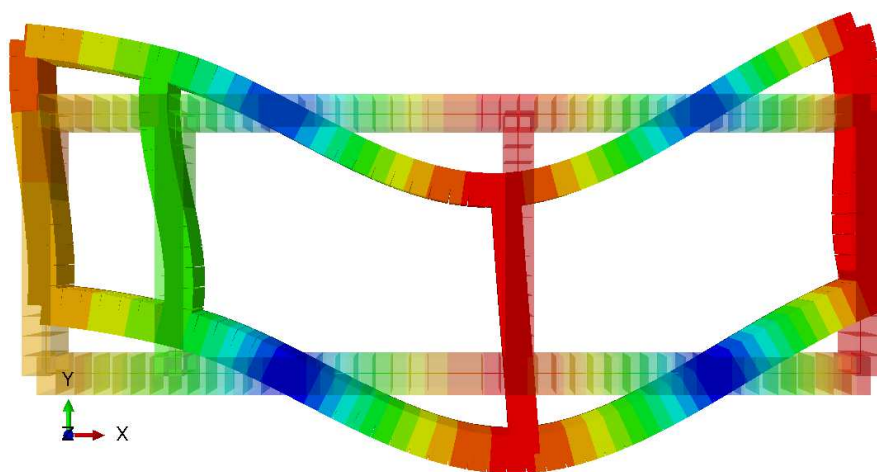
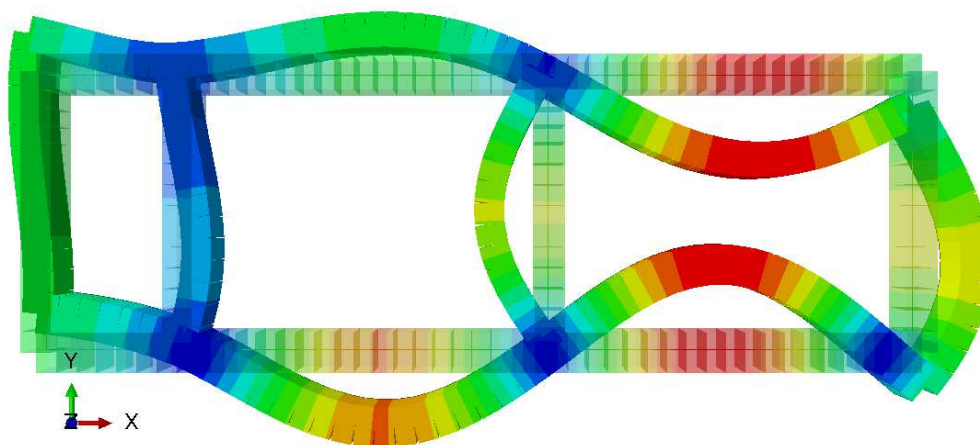
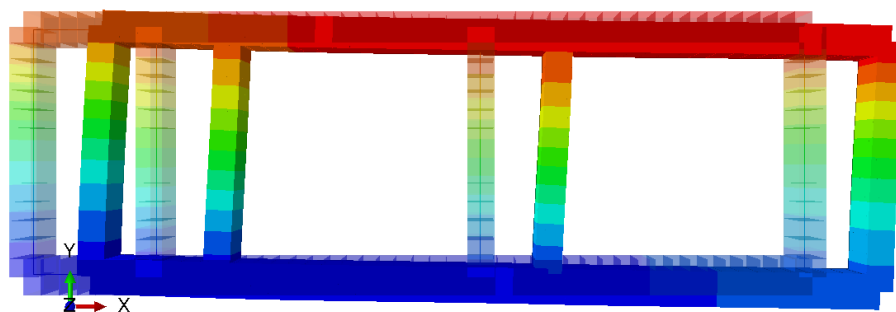
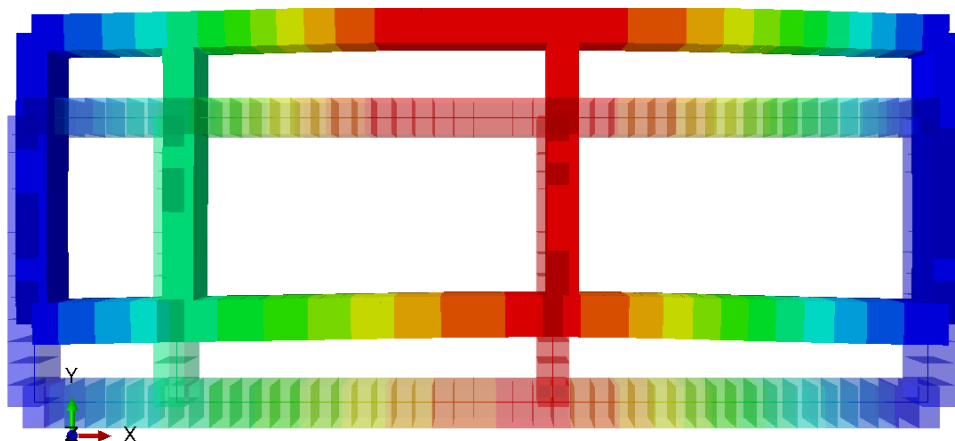

 $T_4=0.056 \text{ s}$

 $T_5=0.054 \text{ s}$

 $T_6=0.029 \text{ s}$

Fig. 4.12 Primele șase moduri proprii în ipoteza cu apă în casetă

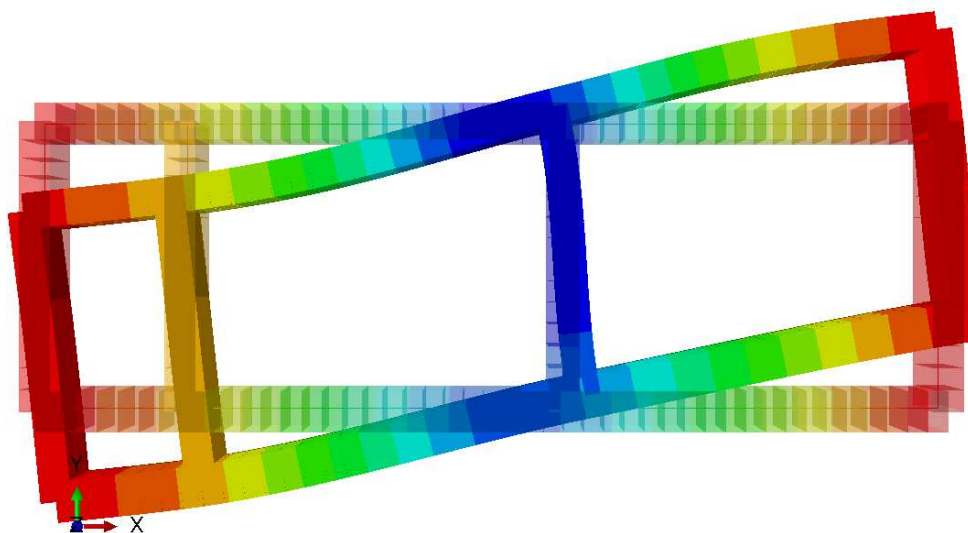
În figura 4.13 sunt ilustrate primele 6 moduri proprii ale structurii în ipoteza cu apă în casetă+canal.



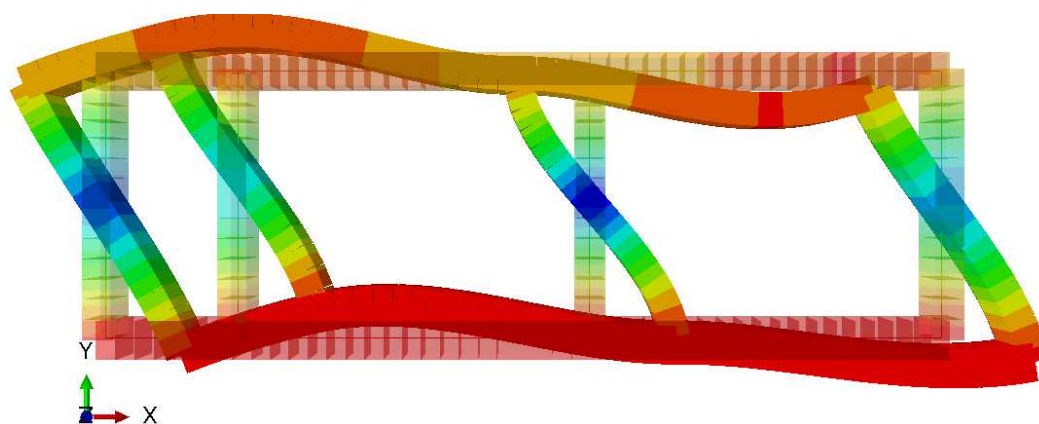
$T_1=0.270$ s



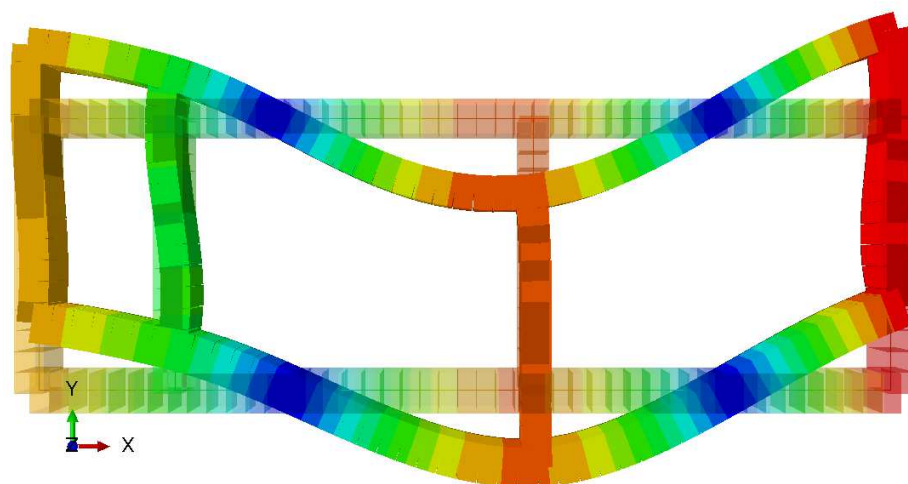
$T_2=0.267$ s



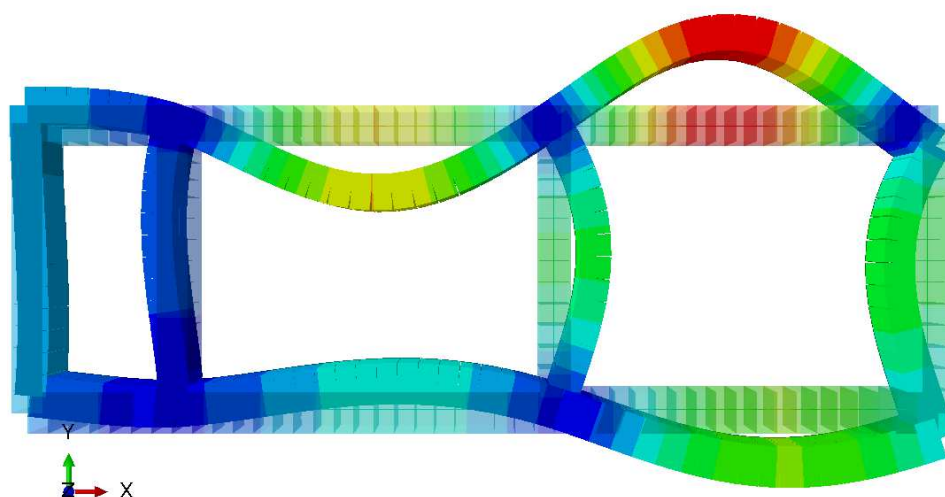
$T_3=0.108$ s



$$T_1=0.074 \text{ s}$$



$$T_2=0.062 \text{ s}$$



$$T_3=0.38 \text{ s}$$

Fig. 4.13 Primele șase moduri proprii în ipoteza cu apă în casetă+canal

În figurile de mai jos sunt ilustrate diagramele de deplasare pe direcția X (mal stâng – mal drept) și Y (vertical), diagramele de forță axială SF1, forță tăietoare SF2 și moment încovoietor SM1 în secțiunea modelului în urma ipotezelor studiate:

- greutate proprie
- greutate proprie + presiune hidrostatică în casetă
- greutate proprie + presiune hidrostatică în casetă + presiune hidrostatică în canal
- analiză spectrală (spectru pe direcția mal stâng – mal drept) – apă în casetă
- analiză spectrală (spectru pe direcția mal stâng – mal drept) – apă în casetă + apă în canal
- analiză spectrală (spectru pe direcția mal stâng – mal drept + direcție verticală) – apă în casetă
- analiză spectrală (spectru pe direcția mal stâng – mal drept + direcție verticală) – apă în casetă + apă în canal

Calculul analizei spectrale a fost realizat în ABAQUS conform metodei RSS (rădăcina sumei pătratelor din modurile proprii reprezentative).

Pentru confort, în cele ce urmează au fost introduse următoarele abrevieri: de exemplu, “GP” – se referă la analiza statică în ipoteza cu încărcare doar din greutate proprie, “GP + PH_{casetă}” – se referă la analiza statică (greutate proprie + presiune hidrostatică în casetă), “GP + PH_{casetă} + PH_{canal}” – se referă la analiza statică (greutate proprie + presiune hidrostatică în casetă + presiune hidrostatică în canal) “SRx1” – se referă la analiza spectrală cu spectru aplicat pe direcția X – apă în casetă, “SRx2” – se referă la analiza spectrală cu spectru aplicat pe direcția X – apă în casetă + apă în canal, “SRxy1” – se referă la analiza spectrală cu spectru aplicat pe direcția x și pe direcția Z cu apă în casetă și “SRxy2” – se referă la analiza spectrală cu spectru aplicat pe direcția x și pe direcția Z cu apă în casetă + canal.

I. Ipoteza GP

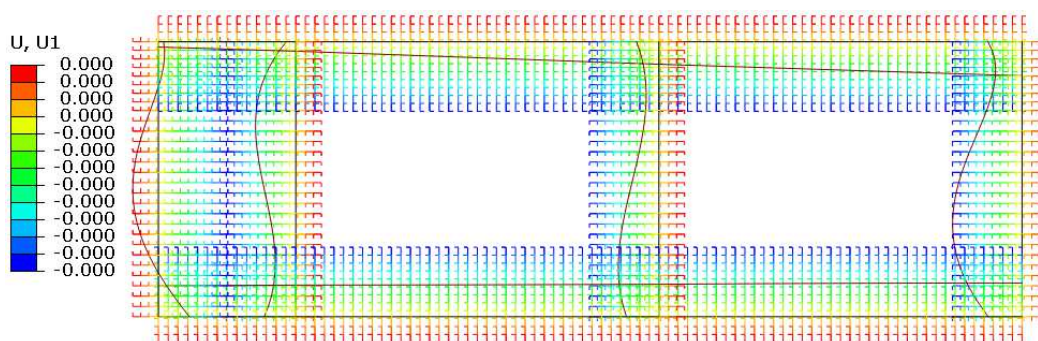


Figura 4.14– Diagrama deplasărilor pe direcție orizontală [m]

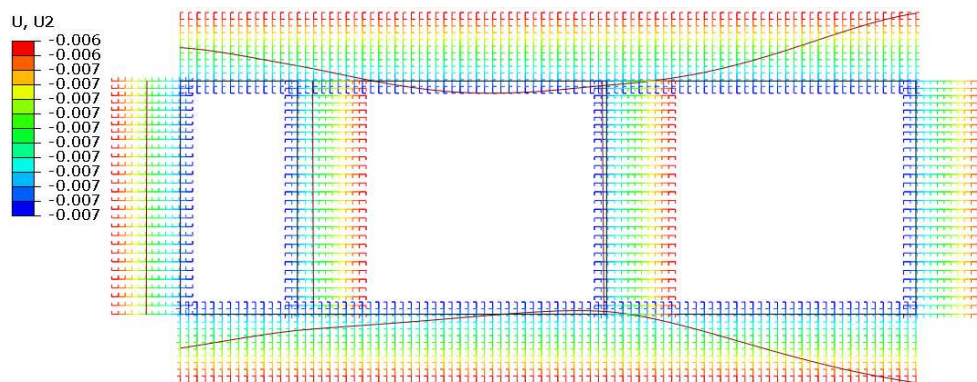


Figura 4.15– Diagrama deplasărilor pe direcție verticală [m]

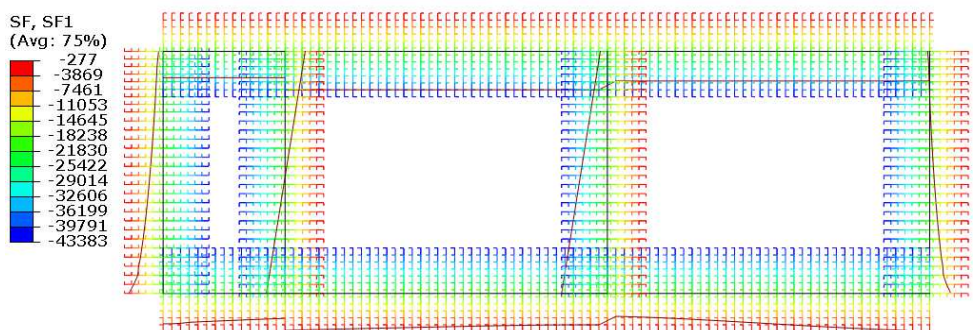


Figura 4.16– Diagrama de forță axială [N]

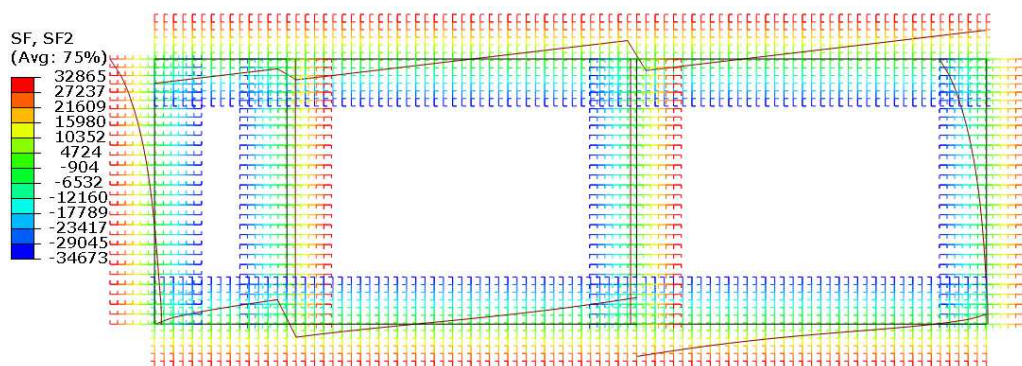


Figura 4.17– Diagrama de forță tăietoare [N]

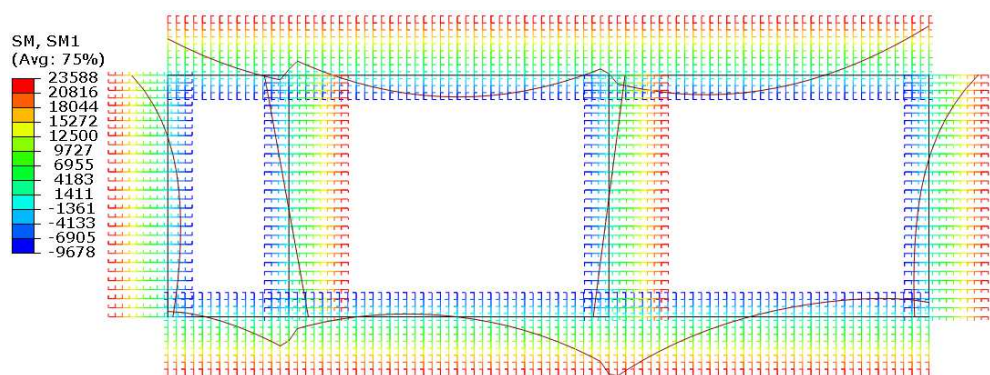


Figura 4.18– Diagrama de moment încovoietor [N·m]

II. Ipoteza GP+PH_{casetă}

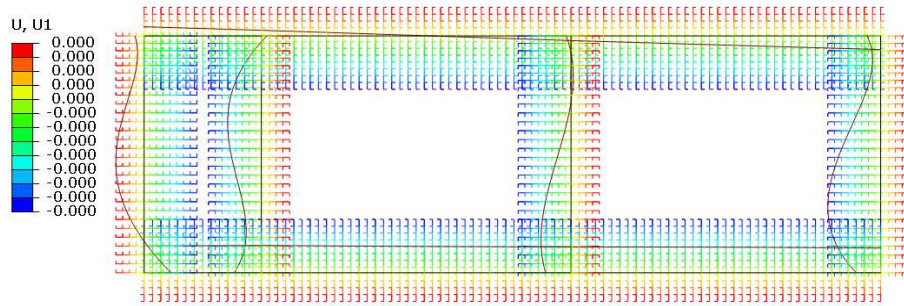


Figura 4.19– Diagrama deplasărilor pe direcție orizontală [m]

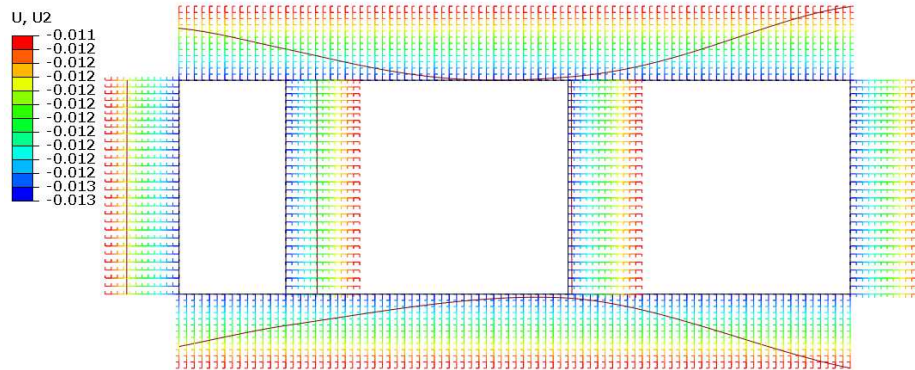


Figura 4.20– Diagrama deplasărilor pe direcție verticală [m]

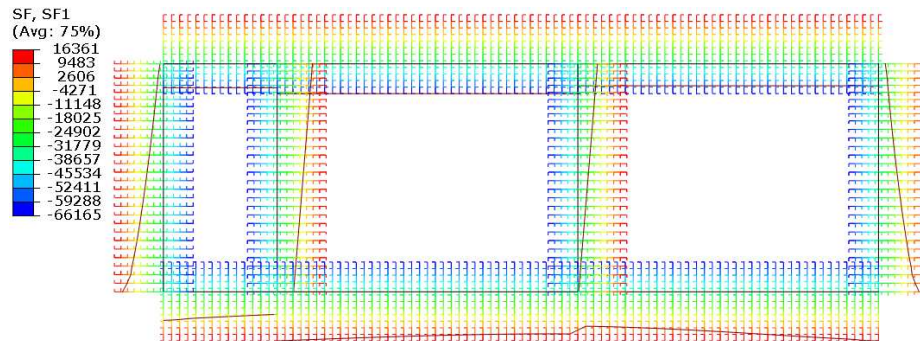


Figura 4.21– Diagrama de forță axială [N]

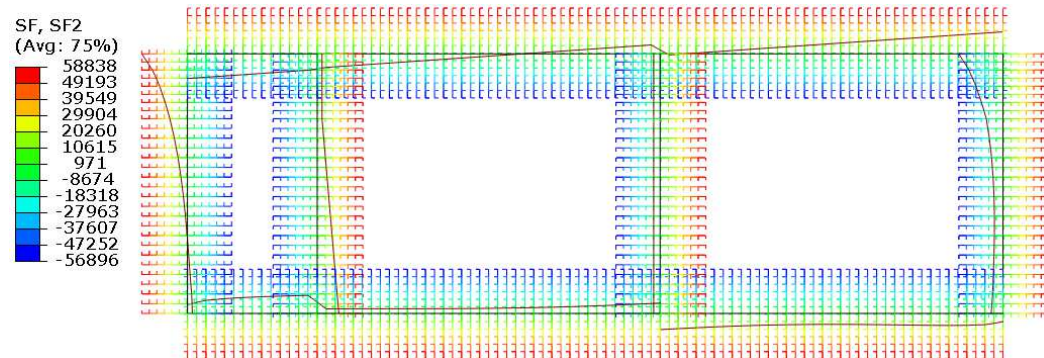


Figura 4.22– Diagrama de forță tăietoare [N]

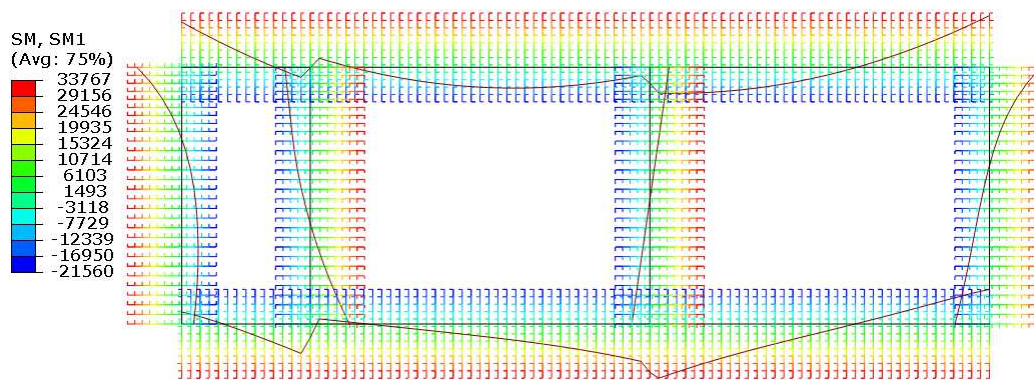


Figura 4.23– Diagrama de moment încovoietor [N·m]

III. Ipoteza GP+PH_{casetă}+PH_{canal}

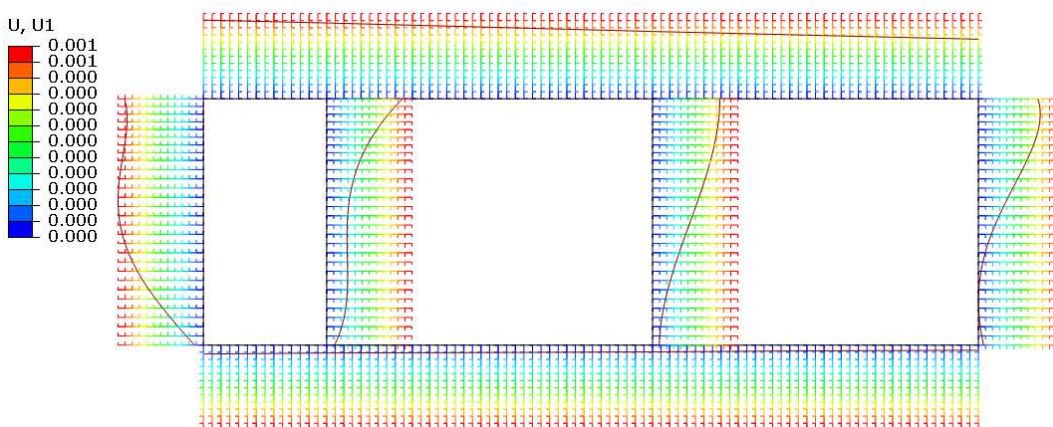


Figura 4.24– Diagrama deplasărilor pe direcție orizontală [m]

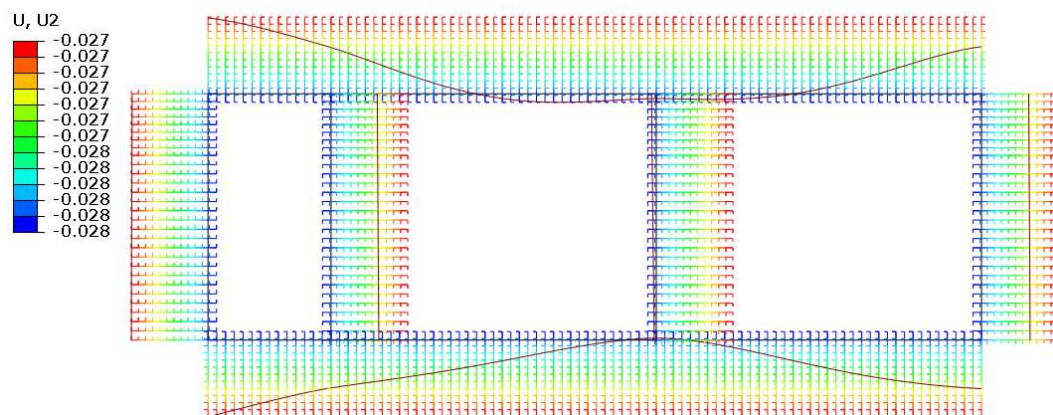


Figura 4.25– Diagrama deplasărilor pe direcție verticală [m]

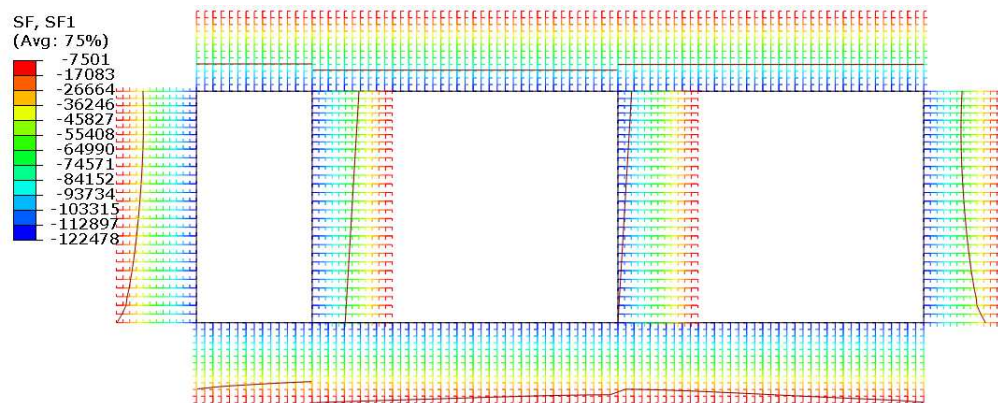


Figura 4.26– Diagrama de forță axială [N]

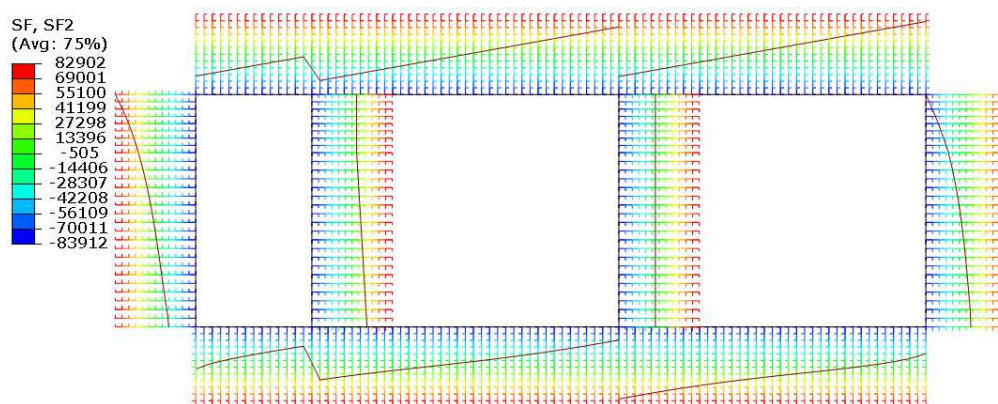


Figura 4.27– Diagrama de forță tăietoare [N]

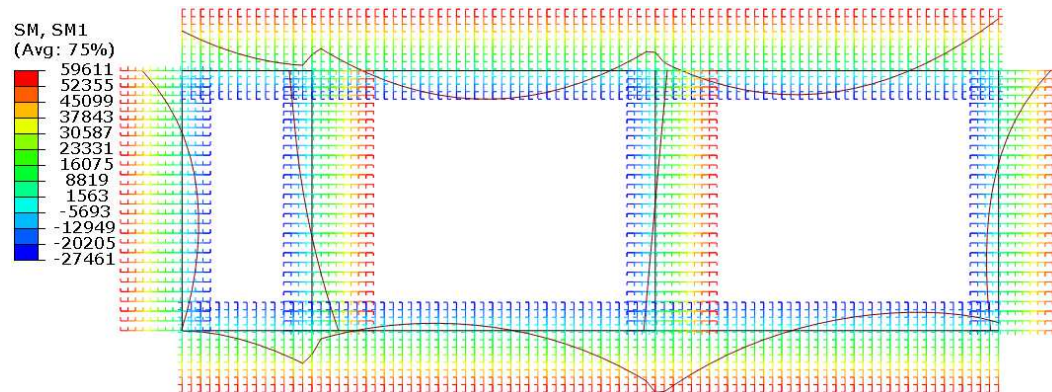


Figura 4.28– Diagrama de moment încovoietor [N·m]

IV. Ipoteza SRx1

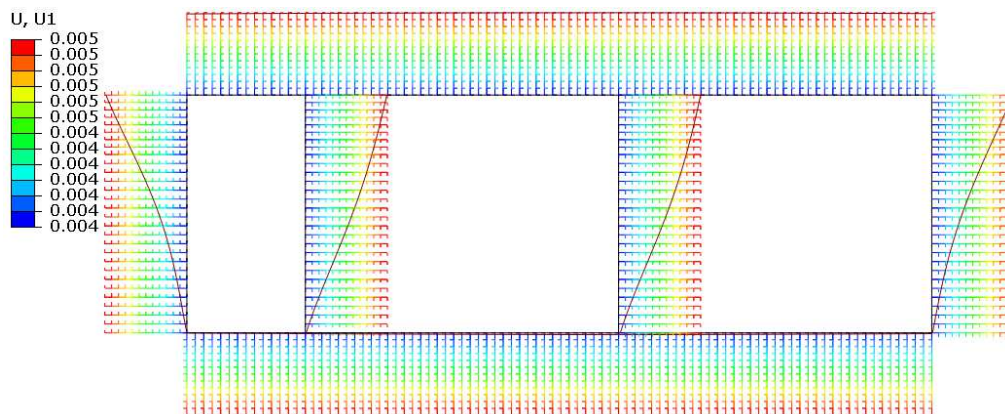


Figura 4.29 – Diagrama deplasărilor pe direcție orizontală [m]

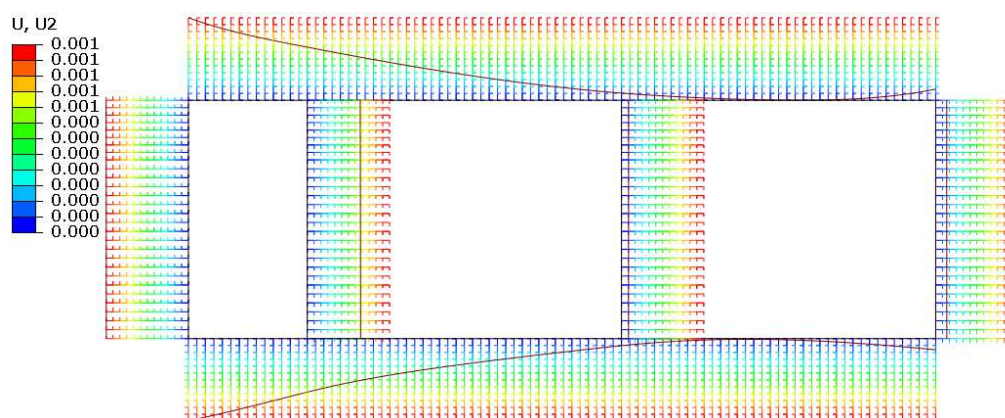


Figura 4.30 – Diagrama deplasărilor pe direcție verticală [m]

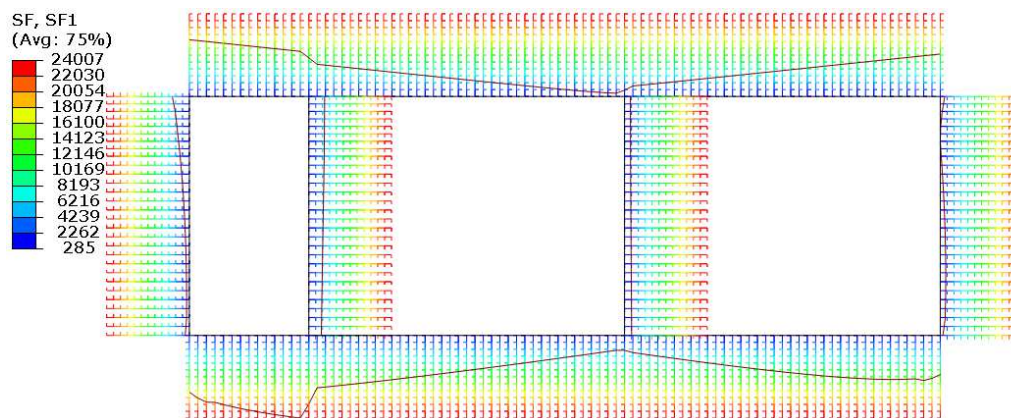


Figura 4.31 – Diagrama de forță axială [N]

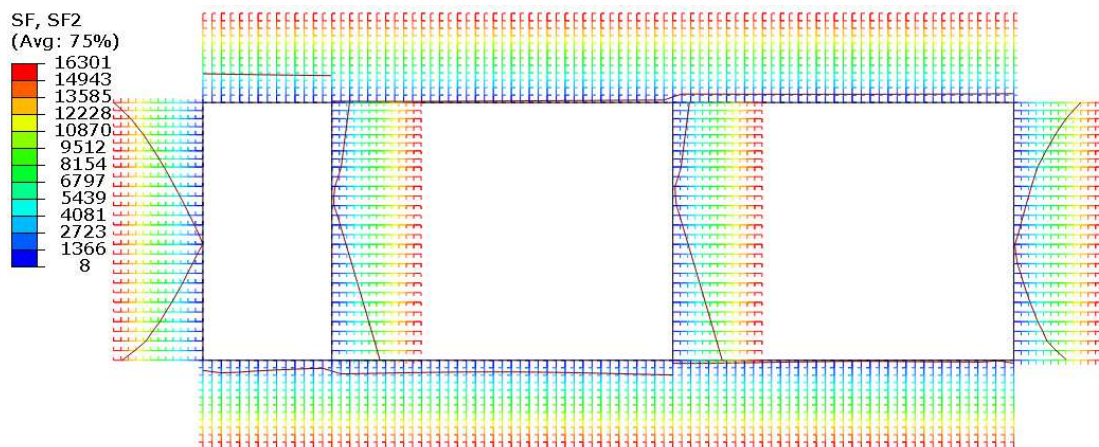


Figura 4.32– Diagrama de forță tăietoare [N]

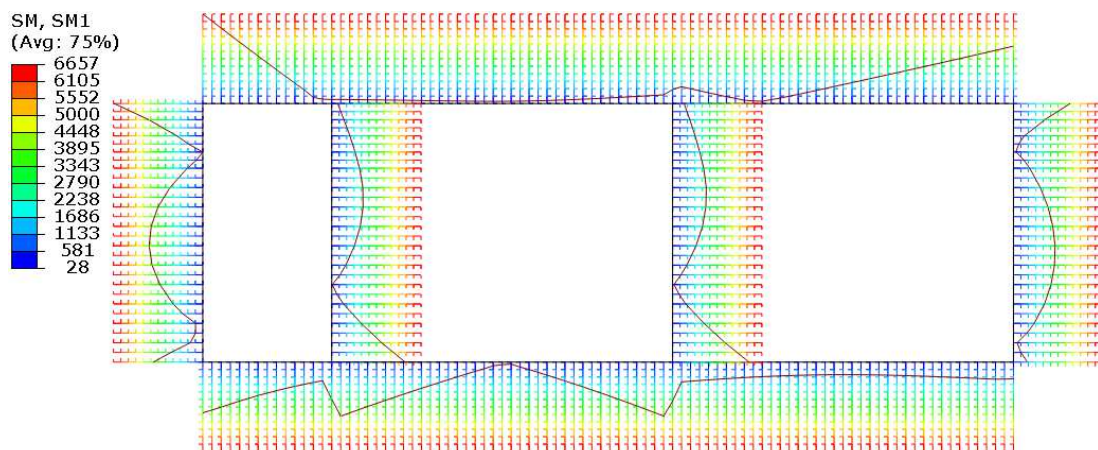


Figura 4.33– Diagrama de moment încovoietor [N·m]

V. Ipoteza SRx2

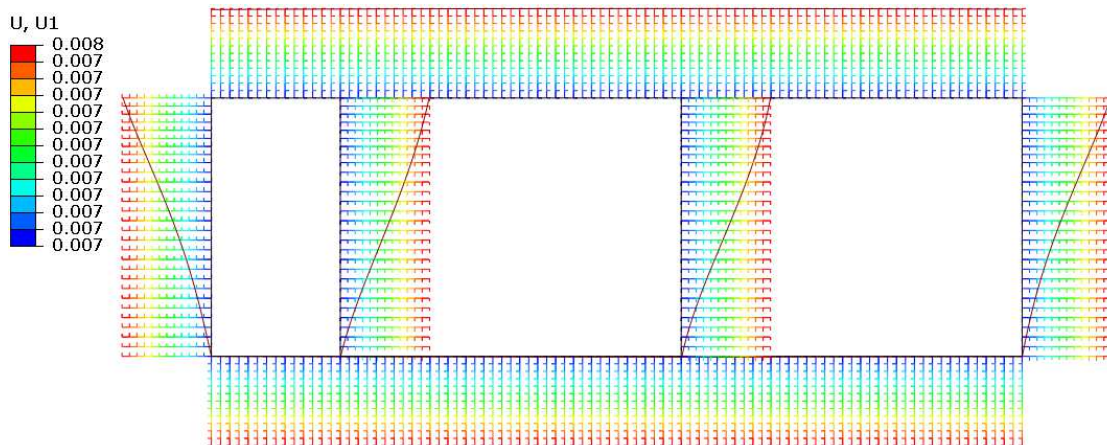


Figura 4.34– Diagrama deplasărilor pe direcție orizontală [m]

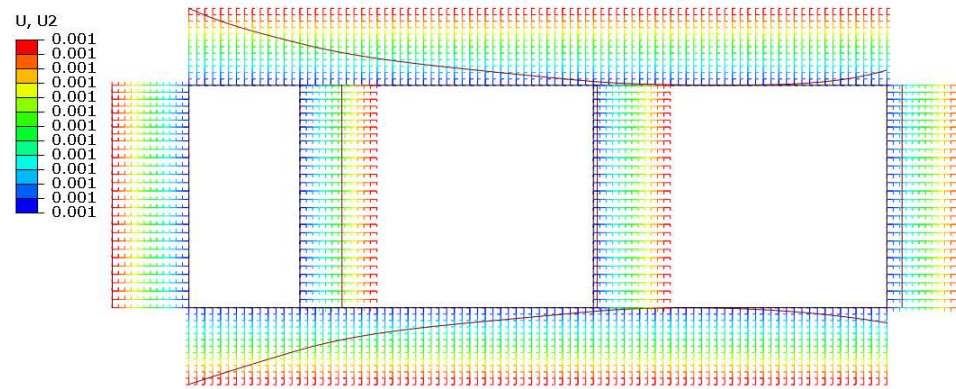


Figura 4.35– Diagrama deplasărilor pe direcție verticală [m]

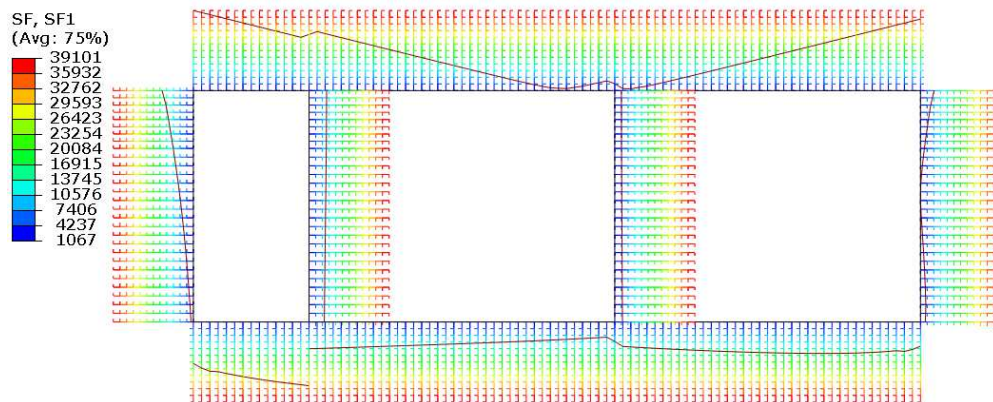


Figura 4.36– Diagrama de forță axială [N]

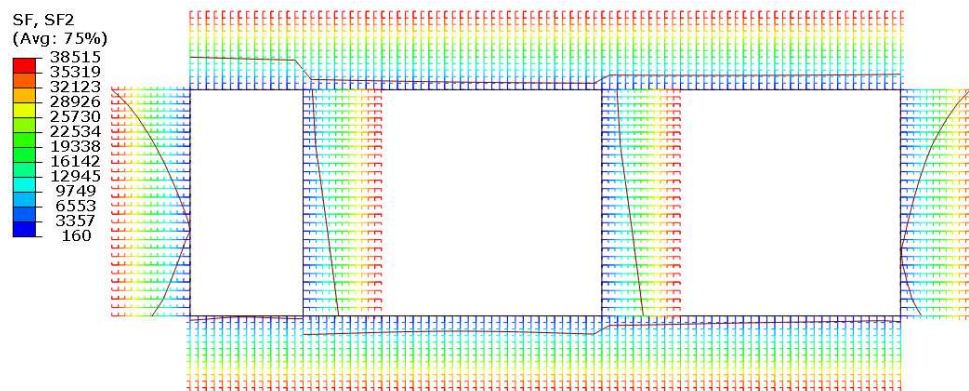


Figura 4.37– Diagrama de forță tăietoare [N]

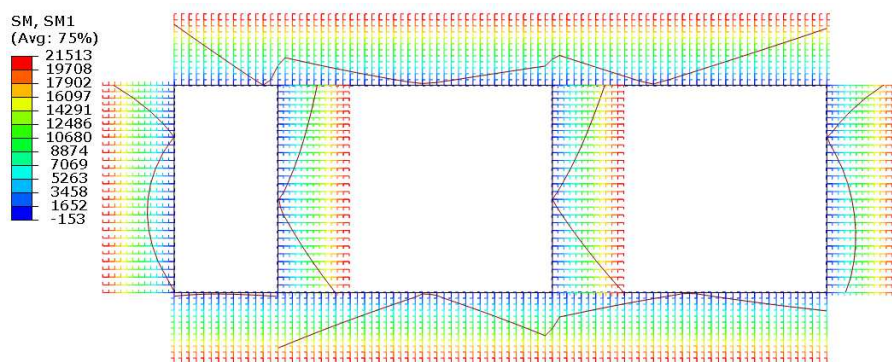


Figura 4.38– Diagrama de moment încovoietor [N·m]

VI. Ipoteza SRxy1

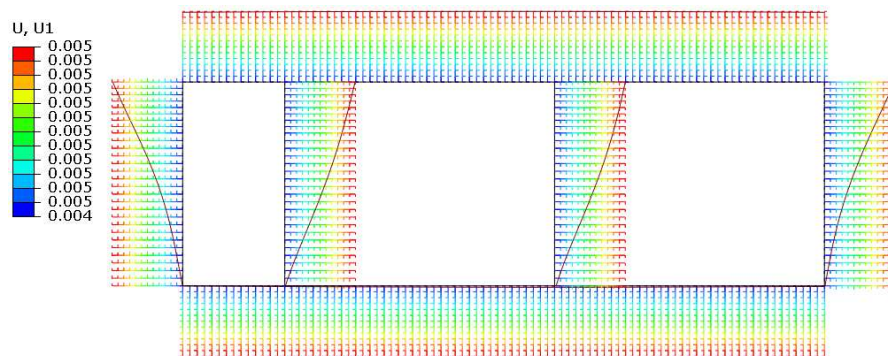


Figura 4.39– Diagrama deplasărilor pe direcție orizontală [m]

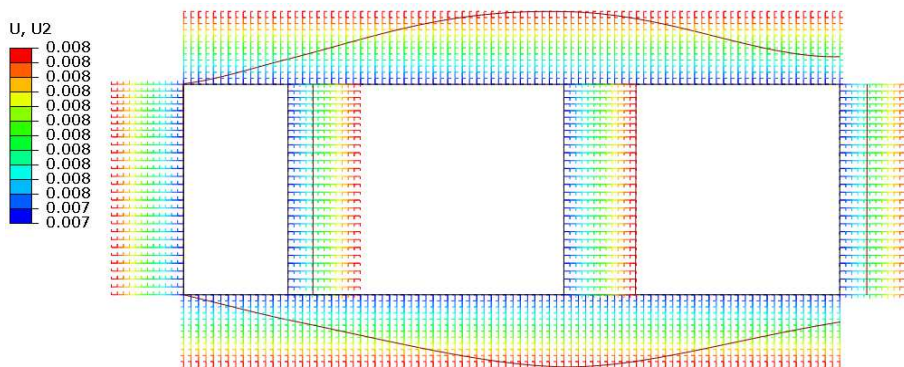


Figura 4.40– Diagrama deplasărilor pe direcție verticală [m]

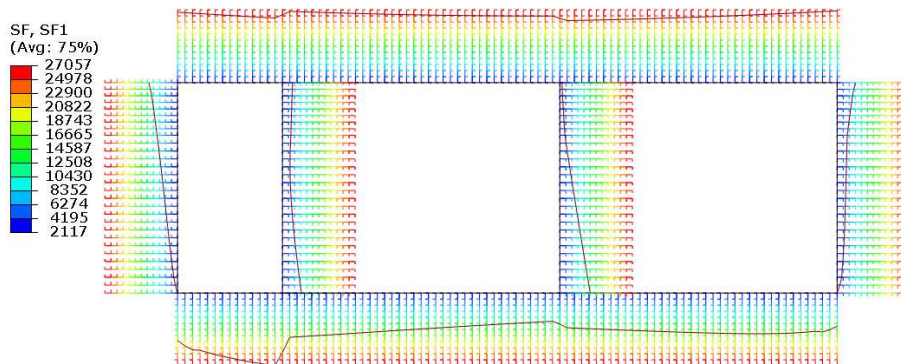


Figura 4.41– Diagrama de forță axială [N]

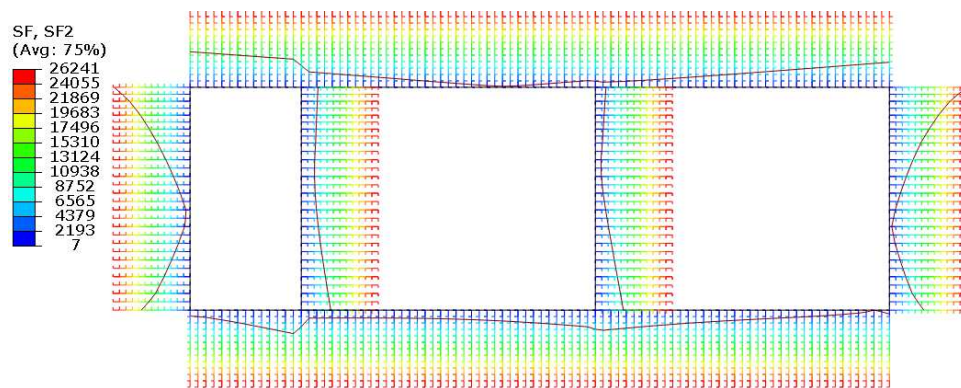


Figura 4.42– Diagrama de forță tăietoare [N]

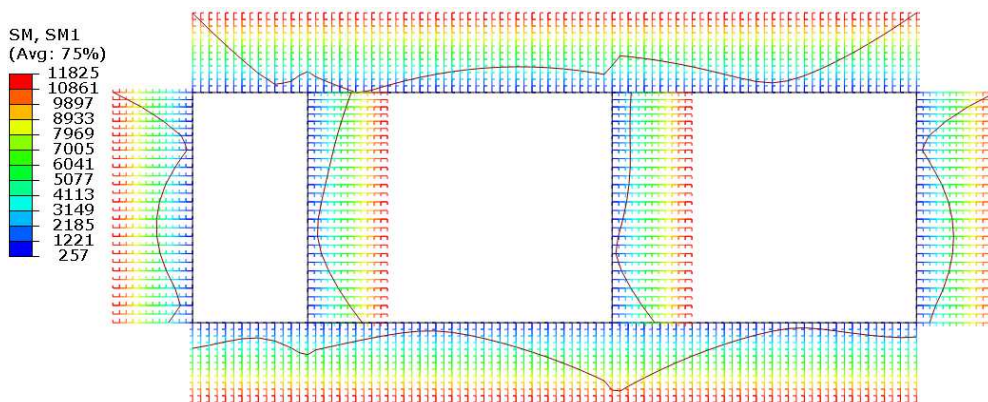


Figura 4.43 – Diagrama de moment încovoietor [N·m]

VII. Ipoteza SRxy2

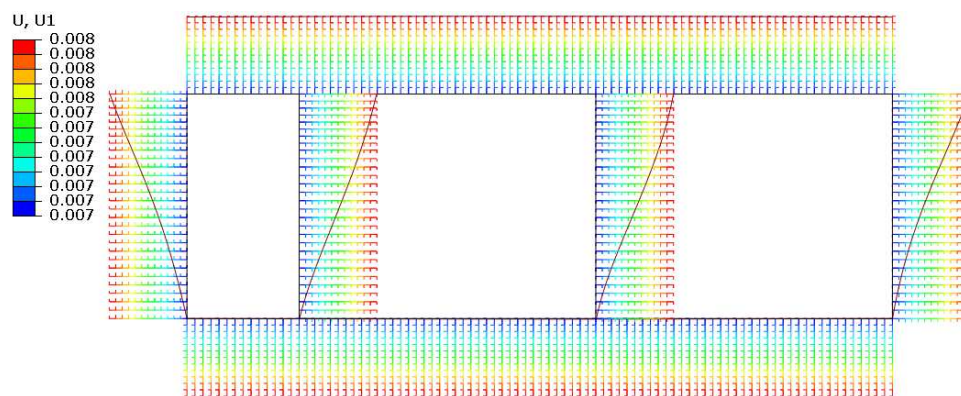


Figura 4.44 – Diagrama deplasărilor pe direcție orizontală [m]

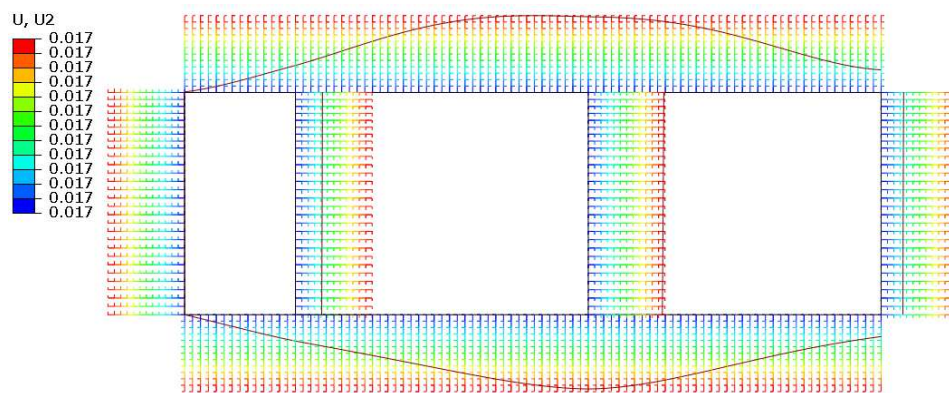


Figura 4.45– Diagrama deplasărilor pe direcție verticală [m]

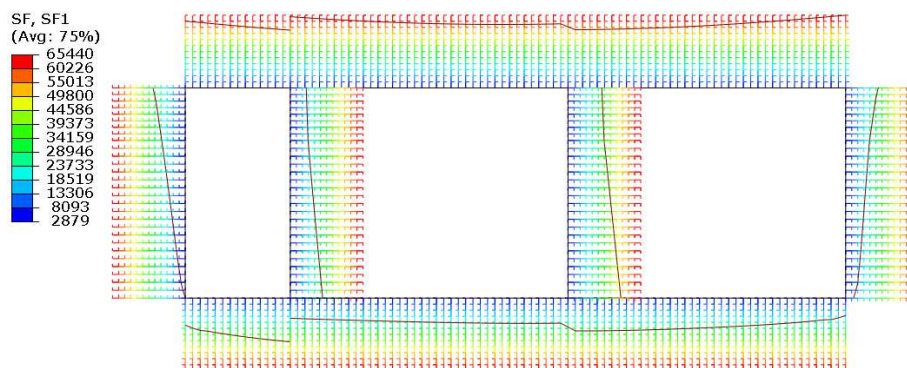


Figura 4.46– Diagrama de forță axială [N]

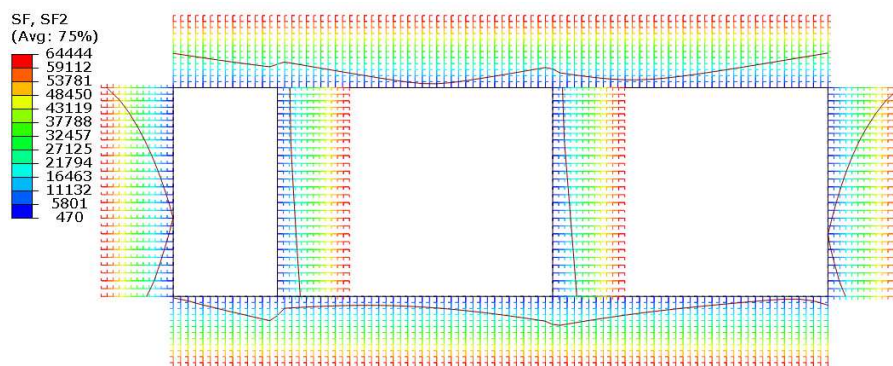


Figura 4.47– Diagrama de forță tăietoare [N]

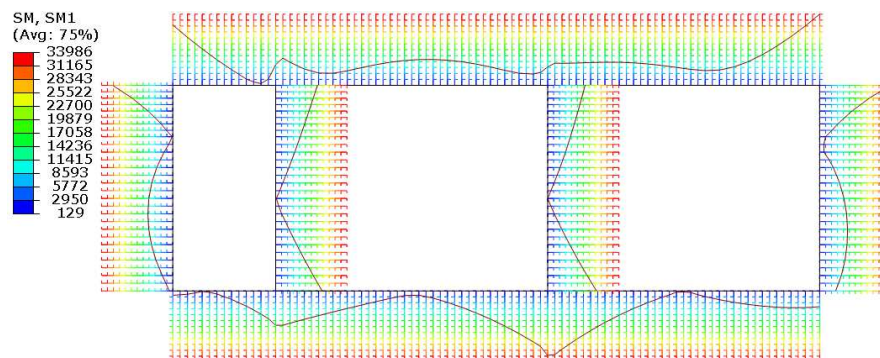


Figura 4.48 – Diagrama de moment încovoietor [N·m]

5. STUDII PRIVIND PROIECTAREA ANTISEISMICĂ A CONSTRUCȚIILOR HIDROTEHNICE ÎNGROPATE ȘI SUBTERANE

5.1. Măsuri constructive antiseismice

Retelele de apa - Măsuri constructive antiseismice

Printre alte măsuri constructive antiseismice, literature de specialitate prevede următoarele recomandări antiseismice pentru rețelele de apă și conductele de aducțiune și de distribuție:

- A se alege un teren de fundare cât mai bun;
- A se evita traseele prin terenuri abrupte, iar când astfel de terenuri nu pot fi evitate se vor prevedea masive de ancoraj, echipate în amonte și în aval cu îmbinări flexibile;
- A se evita umpluturile de pământ, care pot ceda la un cutremur, producând avariarea conductei;
- A se alege adâncimea de îngropare a conductei astfel încât să permită o intervenție cât mai ușoară în caz de avarii;
- A se verifica calitatea fiecărui tub sau piesă de legătură, patul de nisip să fie executat la 10... 15 cm grosime sub conductă, cu un unghi de rezemare de cel puțin 60°, compactarea umpluturii să fie cat mai îngrijită;
- A se evita amplasarea conductelor în vecinătatea taluzurilor, a șanțurilor, a malurilor râurilor, plajelor, falezelor etc;
- Se prevede un spațiu liber de cel puțin 30 cm în jurul conductei, când aceasta este așezată lângă pereți sau alte instalații;
- Se prevăd manșoane de expansiune la punctele de legătură a conductelor cu construcțiile rigide (rezervoare, cămine, pereți, masive de ancoraj etc.);
- Fiecare traseu de conduct să fie echipat cu vane la distanțe de circa 500 ... 1000 m;
- Legarea rigidă a conductelor de aspirație și de refulare pentru a preveni vibrarea lor diferită de aceea a pereților;
- A se realize un sistem bloc pentru ansamblul de conducte de distribuție, astfel încât eventualele avarii ivite în orice zonă a sistemului să conducă la scoaterea din funcțiune a unei porțiuni cât mai mici posibile (fig. 5.);
- Rezemarea conductelor de fontă direct pe terenul de fundare, evitând pe cât posibil fundațiile bloc, care pot să producă concentrări de eforturi în conducte;

- Conductele de oțel se îmbină prin sudură sau mecanic, și, dacă este cazul, prevederea unor manșoane de expansiune;

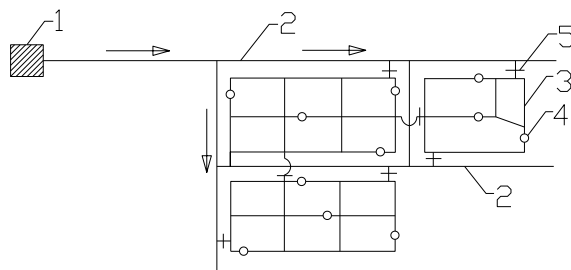


Fig. 5.Exemplu de sistem bloc:

1- rezervor, 2- conductă principală, 3- conductă de branșament, 4- hidrant, 5- vană.

- La conductele de beton precomprimat se prevăd îmbinări flexibile, la circa 20... 30 m, amplasate în zonele rectilinii ale traseului;
- Finisarea patului de fundare a conductelor din azbociment să fie cat mai îngrijită, pentru a preveni solicitările neuniforme; înainte și după vane se va introduce un tronson de conductă de oțel de 1 m lungime;
- Realizarea a minimum două fire în cazul subtraversărilor de tip sifon sau al traversărilor de conducte pe poduri; fiecare fir va fi prevăzut pe ambele maluri cu vane și cu manșoane flexibile;
- Dimensionarea podurilor apeducte la solicitări seismice încadrate la o categorie superioară cu o unitate zonei seismice a amplasamentului;
- Amplasarea căminelor de vane pe arterele mari ($D_n > 600$ mm) va fi făcută în zonele libere, care nu pot fi blocate de eventualele clădiri avariate în caz de cutremur.

6. CONCLUZII

În primul capitol se prezintă principalele noțiuni de seismologie, punându-se în evidență știința inginerască, prin variatele sale domenii specializate, reprezintă unica armă la îndemâna oamenilor pentru combaterea teribilelor consecințe ale cutremurelor, fie pe calea prognozărilor acestora, fie prin proiectarea și executarea unor structuri capabile să reziste mișcărilor Pământului, pornind de la faptul că cele mai mari catastrofe înregistrate pe suprafața planetei noastre au fost provocate de cutremure.

În capitolul 2 intitulat *”Sinteza privind comportarea la cutremure a construcțiilor hidrotehnice îngropate și subterane”* avem patru exemple de cutremure simțite la mari lucrări subterane, chiar dacă lucrările subterane sunt considerate de obicei mai puțin vulnerabile la acțiunile seismice, în timpul cutremurului de la Tașkent (1966), rețeaua subterană de conducte a orașului a suferit serioase avarii și distrugeri. În perioada 26 aprilie 1966- 24 martie 1967 au fost înregistrate 198 de distrugeri ale îmbinărilor tuburilor de aducțiune din fontă, 108 distrugeri ale conductelor de canalizare.

În capitolul 3 intitulat *”Metode și modele matematice de analiză seismică”* prin metodele de calcul vedem cum structurile subterane prezintă unele particularități de comportare la acțiunea seismică în comparație cu celelalte structuri.

Studiul de caz este prezentat în capitolul 4 prin tunelul (galeria de derivație) Priza Calabi – Acumularea Lechugal II ce transferă circa $29 \text{ m}^3/\text{s}$ apă din râul Calabi în lacul de acumulare artificial creat de barajul Lechugal II, tunelul urmând a fi executat cu tehnologia TBM. Al doilea studiu fiind galeria Lechugal 2 – Chojambe, reprezentând calculele structurale ale acesteia, tunelul (galeria de derivație) Lechugal 2 – Chojambe 2 având o lungime de 5565 m și secțiune circulară cu diametrul interior de 3.80 m. Galeria funcționează cu nivel liber, adâncimea apei fiind de 3.05 m.

În capitolul 5 intitulat *”Caseta Dâmbovița”* reprezintă efectuarea analizei seismice pe tronsonul Ciurel Opera la solicitarea OBE a casetei colector de ape uzate Dâmbovița.

Capitolul 6 denumit *”Studii privind proiectarea antiseismică a construcțiilor hidrotehnice îngropate și subterane”* tratează alegerea traseului și a poziției în elevație a unei lucrări subterane, aceasta trebuie să evite zonele cu roci puternic tectonizate sau fisurate, zonele cu presiuni mari ale pământului, sau în limitele cărora sunt posibile alunecări de teren. Unele

măsurile constructive antiseismice, cu aplicabilitate și la conductele de beton armat îngropate, sunt: dimensionarea corespunzătoare a masivelor de ancoraj, pentru a le face capabile să preia eforturile suplimentare seismice, prevederea unor rosturi elastice la distanțe convenabile, pentru a permite deplasări longitudinale ale conductei.

6.1. CONCLUZII GENERALE

Prezenta lucrare intitulată „**Studii privind comportarea la cutremur a construcțiilor subterane și îngropate cu soluții constructive pentru creșterea siguranței lor seismice**”, este structurată pe baza a 7 capitole și cuprinde 187 pagini, 208 figuri, 12 tabele, o anexă și o listă de 38 semnalări bibliografice cu titluri.

Necesitatea obiectivă a abordării subiectului decurge din efectele deosebit de grave înregistrate pe suprafața planetei noastre provocate de cutremure.

În finalul lucrării se poate trage concluzia generală că scopul final, acela de a descrie o strategie coerentă privind comportarea la cutremure a construcțiilor hidrotehnice subterane și îngropate, de a descrie și de a aplica a fost atins.

Acest fapt a fost posibil prin analize documentate privind cazuistica națională și mondială în domeniu.

Este important de precizat faptul că comportarea la cutremure a construcțiilor hidrotehnice subterane și îngropate nu este pe deplin rezolvată nici în țări cu economie avansată, iar preocupările specialiștilor români sunt în pas cu preocupările internaționale.

Prezenta lucrare aduce câteva contribuții originale în domeniul riscului seismic după cum urmează:

- În analiza seismică spectrală a tunelului (galeriei de derivație) Priza Calabi – Acumularea Lechugal II s-a aplicat o metodă istorică tradițională pentru referință care nu consideră interacțiunea structură – teren și două metode numerice bazate pe procedeul elementelor finite conform programului de calcul GeoStudio-Sigma (analiză bidimensională) și a programului ABAQUS (analiză tridimensională).
- Pământul care înglobează galeria a fost discretizat în 1252 elemente quadrilaterale și 1294 noduri (1209 elemente CPS4I și 43 CPS3). Căptușeala galeriei a fost discretizată în 16 elemente beam (B21) cu 16 noduri.

- În calcule s-a luat în considerație faptul că în teren există o stare inițială de eforturi din presiunea litostatică atunci când se execută galeria.
- Calculele au confirmat că presiunea apei din interiorul galeriei produce eforturi de sens contrar celor din împingerea pământului (cele mai importante), presiunea apei freatice și din greutatea proprie a căptușelii.
- În toate calculele s-a acceptat ipoteza comportării liniar elastice a materialelor din ansamblul structură – teren de fundare. Această ipoteză general admisă în calculele practice permite simplificarea calculelor, evită producerea unor erori din aplicarea unor legi de comportare a materialelor insuficient cunoscute, acceptă suprapunerea efectelor din diverse încărcări și conduce în general la rezultate conservative.

În acest ultim capitol, capitolul 7, sunt prezentate principalele concluzii ale lucrării cât și evidențiate contribuțiile originale originale ale autorului în cele ce urmează:

Documentarea pentru elaborarea lucrării a fost cuprinzătoare incluzând 46 titluri bibliografice, unele dintre ele de date recente;

Calculele numerice prezentate în aplicațiile din cadrul lucrării au necesitat în prealabil asimilarea unor pachete de programe de calcul complexe precum GeoStudio și ABAQUS prin MEF;

Aplicația privind analiza seismică în secțiune transversală a casetei de canalizare de sub râul Dâmbovița confirmă capacitatea pachetelor de programe actuale în rezolvarea unor probleme cu grad ridicat de dificultate considerând interacțiunea seismică dintre o structură îngropată cu masivul în care este îngropată și cu apa;

Aplicațiile cu privire la calculele analitice și numerice prin MEF de rezistență la cutremur a conductelor de aducțiune Cajambe și Lechual din cadrul proiectului de irigații Pacalariei (Ecuador) au fost aplicate la proiectarea lor;

Documentațiile studiate, aplicațiile efectuate au permis schițarea unor măsuri constructive pentru creșterea gradului de siguranță la cutremur a lucrărilor subterane și îngropate (rosturi antiseismice, alegerea rațională a armării căptușelilor).

Bibliografie selectivă:

1. **Priscu, R.** – Constructii hidrotehnice, Bucuresti, 1974;
2. **Priscu, R., Popovici, R., Stematiu, D., Ilie, L., Stere, C.** – Ingineria seismica a constructiilor hidrotehnice, 1980;
3. **Popovici, A.** – Analiza seismică a structurilor îngropate. Hidrotehnica, 1 (1979);
4. **Lomnitz, C., Rosenblueth, E.** – Seismic risk and engineering decisions, New-York, 1976;
5. **Priscu, R., Popovici, R., Stematiu, D., Ilie, L., Stere, C.** – Ingineria seismica a marilor baraje, 1980;
6. **Priscu, R., Popovici, R., Stematiu, D., Ilie, L.** – Dynamic analysis of an arch dam subject to forced vibrations. Revue Roumain e des Sciences techniques, no.2, 1976;
7. **Atanasiu, I.** – Cutremurele de pamant din Romania, Bucuresti, 1961;
8. **Priscu, R., Stere, C.** – Recomandari de calcul și măsuri constructive pentru baraje amplasate în zone seismice, Hidrotehnica, 4, 1977;
9. **Colectivul Catedrei de constructii hidrotehnice**, Metode moderne privind analiza statica si dinamica a barajelor, I.C.B., 1977;
10. **Ifrim, M.** – *Analiza dinamica a structurilor si inginerie seismică. Bucuresti*, 1978.