



Universitatea Tehnică
de Construcții București

Universitatea Tehnică de Construcții București
Bd. Lacul Tei nr. 122 - 124, cod 020396, Sector 2, București
Domeniul fundamental: Științe Inginerești
Domeniul de Doctorat: Inginerie Civilă și Instalații
Specializarea: Construcții Civile
Școala Doctorală – Anul II, Semestrul II: 2016-2017

Raport cercetare 1

--- Aspecte privind modelarea cedării de reazeme în studiul comportării
structurilor---

Conducător științific,
Profesor Ramiro Sofronie
UNESCO CHAIR #177, București

Doctorand,
Ing. Cristian Mihai IRIMIA

București
2016-2017

Cuprins:

Cap.1	Introducere	3
Cap.2	Interacțiunea teren-structură.....	4
2.1	Modelul Winkler	5
2.2	Modelul semispațiului liniar-deformabil (modelul Boussinesq).....	7
2.3	Determinarea coeficientului de pat.....	8
2.4	Tasări admisibile și tolerabile	11
2.4.1	Deplasări și deformații posibile	11
Cap.3	Studiu de caz privind determinarea tasărilor asupra structurilor în cadre de beton armat. 17	
3.1	Descrierea modelului analizat	17
Cap.4	Concluziile și recomandări capitoului	31
Bibliografie		32

Cap.1 Introducere

Obiectivul acestei cercetări este de a investiga comportarea structurilor de beton armat la care apare efectul de tasări diferențiate. Tasarea diferențiată în structură este importantă pentru că tasarea relativă a fundației de cele mai multe ori conduce la avariarea acesteia. Impactul tasărilor diferențiate în structură a fost investigat pe scară largă de la sfârșitul anilor 1940 (Meyerhof, 1947, Chamecki, 1956, Skempton and Macdonald, 1956, Polshin and Tokar, 1957, Jennings and Kerrich, 1962, Brown, 1969a, 1969b, Grant *et al.*, 1974, Burland and Wroth, 1975, Burland *et al.*, 1977, Jardine *et al.*, 1986, Boscarding and Cording, 1989, Boone, 1996, Potts and Addenbrooke, 1997, Potts *et al.*, 1998, Burland *et al.*, 2001).

Deși mult cercetată problema tasărilor relative, progresele au fost împiedicate de:

- Lipsa unor metode riguroase de descriere a tasării fundației,
- Lipsa unor metode riguroase de descriere a tipului de structură,
- Lipsa unor metode riguroase de descriere a deteriorării structurii.
- Diferitele metode utilizate în estimarea tasării relative.

Următoarele puncte de discuție vor fi:

- Descrierea deformației fundației
- Tipul structurii
- Descrierea deteriorării
- Metodele utilizate pentru estimarea tasărilor.

Pentru a defini mișcarea fundației Terzaghi (1935) a declarat că pentru o descriere precisă a mișcării fundației este nevoie de minim 15 puncte dispuse pe întreaga suprafață ocupată de structură în care să se facă măsurători. Astfel se va realiza o reprezentare 3D a deformației structurii. Skempton and MacDonald (1956) a folosit abordarea simplificată 2D și definită distorsiune unghiulară, ca fiind raportul dintre tasarea diferențiată și distanța dintre două puncte aflate în afara ariei de influență a tasării. Polshin and Tokar (1957) a definit panta ca fiind diferența tasărilor dintre două puncte raportat la distanța dintre ele. În 1974 Burland și Wroth au sugerat un set de definiții pentru a defini tasările relative în modelul 2D. Aceste definiții sunt limitate, deoarece ele descriu doar mișcarea în plan (2D) și sunt utile pentru a descrie comportamentul de cadru 2D și comportamentul clădirii 3D cu deformație laterală minimă. Cu toate acestea structurile cu o formă regulată aflate în curs de tasare relativă din greutate proprie vor avea deformații importante în colțuri, ce sunt greu de descris în 2D. Cercetările au arătat că o descriere în plan nu este suficientă, fiind necesară și o descriere spațială. Tipul structurii influențează răspunsul tasării diferențiate.

Există 3 tipuri de tasări după cum urmează:

- Tasare uniformă în care tasările sub fundație vor fi uniforme. Tasarea uniformă nu va produce eforturi în structură;
- Tasare relativă în care tasările vor diferi de la punct la punct. Tasarea relativă poate produce fisuri majore în structură;
- Înclinarea fundației. Aceasta apare când structură este rigidă, iar deformația este de corp rigid. Înclinarea fundației de multe ori nu va produce fisuri ale structurii;

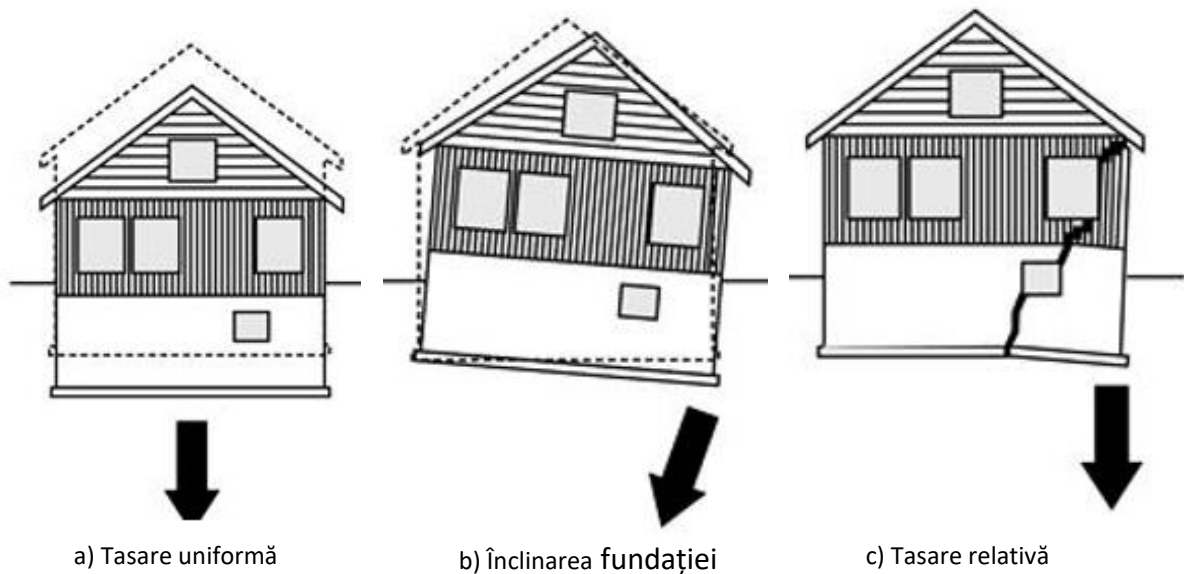


Figura 1. 1. Tipuri de tasări asupra construcțiilor
Sursa: www.civilengineeringdiscoveries.wordpress.com

Cap.2 Interacțiunea teren-structură

Acțiunile laterale și cele gravitaționale, aplicate pe structură, conduc la o stare de tensiune și deformații în terenul de fundare. La o anumită distanță față de fundație, deformațiile terenului vor fi foarte mici (fig.3,1). Terenul aflat în zona activă nu va influența comportarea structurii în ansamblu, aceasta putând fi modelată în calcule ca rigidă.

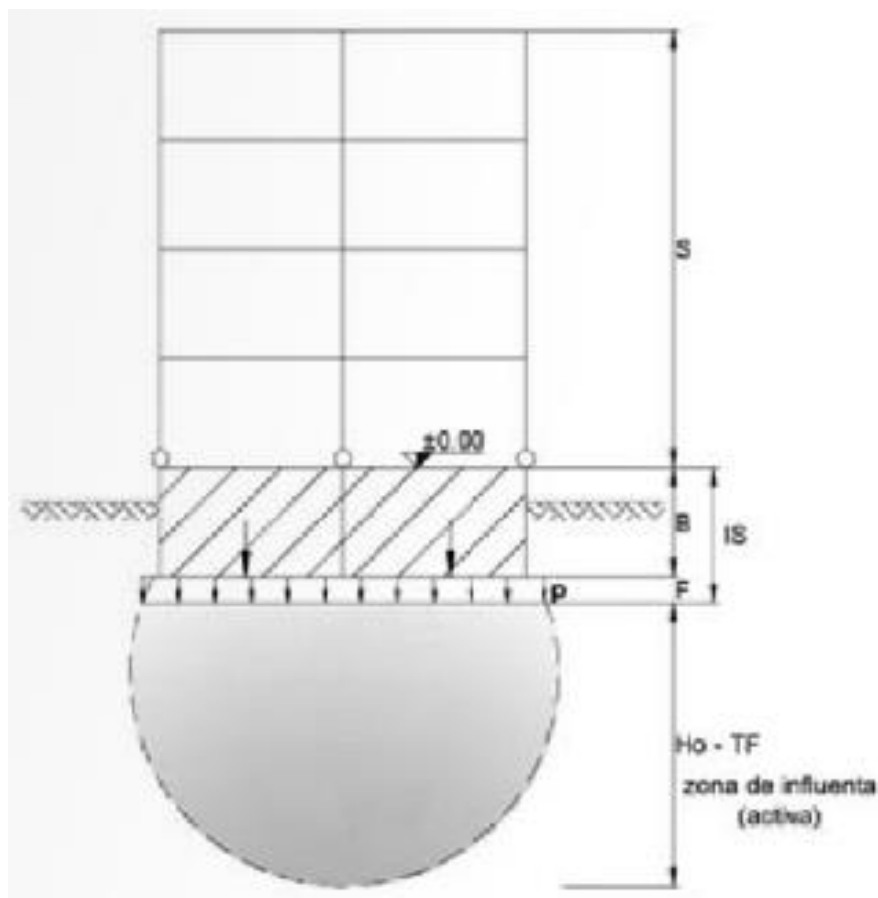


Figura 3. 1. Zona activă în terenul de fundare
Sursa: http://issuu.com/revistaconstrucțiilor/docs/rc_nr_99_decembrie_2013

În figura 3.1 partea deformabilă a terenului de sub fundație și regiunea din imediata apropiere poate fi idealizată ca rigidă, numite A și B. granița dintre cele două regiuni poate fi determinată pe baza unei analize de eforturi, regiunea A poate fi modelată ca parte a sistemului sistem structural.

În timpul acțiunii sarcinilor exterioare se produc următoarele fenomene în pământ:

- deplasări reciproce ale agregatelor sau ale granulelor de pământ;
- distrugerea structurii agregate sau a particulelor;
- eliminarea apei din porii pământului;
- deformarea peliculei de apă adsorbită;
- comprimarea și solvirea parțială a bulelor de aer închise în porii pământului;
- deformații ale particulelor pământului.

În vederea modelării și calculării pământului se fac o serie de ipoteze simplificatoare.

Una dintre ipoteze se referă la comportarea pământului și privește continuitatea acestuia. În funcție de această ipoteză se poate stabili o relație între sarcinile ce se exercită asupra pământului și deplasările care se produc. Pe baza relației se pune în evidență modulul de deformare al întregii mase de pământ.

Interacțiunea dintre terenul de fundare și construcție se materializează prin scrierea condițiilor de contact dintre cele două subsisteme. Deplasarea unui punct al construcției trebuie să fie egală cu deplasarea punctului de contact al terenului, pe tot fenomenul de deformare.

Modele se pot clasifica în două categorii, pe baza cunoștințelor din literatura de specialitate:

- modele care iau în considerare proprietatea de distribuție a deformațiilor pământului (de exemplu: semispațiul liniar-deformabil);
- modele care nu iau în considerare proprietățile de repartizare a deformațiilor (de exemplu: modelul Winkler).

2.1 Modelul Winkler

Modelul Winkler (**numit și Fuss-Winkler**) este primul model utilizat în calculul terenului de fundare.

Modelul consideră pământul ca fiind alcătuit dintr-un ansamblu de resorturi nelegate între ele. Comprimarea resorturilor crește proporțional cu mărimea intensității sarcinilor aplicate. Conform ipotezei, resorturile se introduc numai în dreptul sarcinii aplicate, pământul din vecinătatea zonei încărcate nu ia parte la fenomenul de deformabilitate. Rezultă o distribuție plană a presiunilor reactive, ipoteza este mai apropiată de realitate numai în cazul fundațiilor rigide.

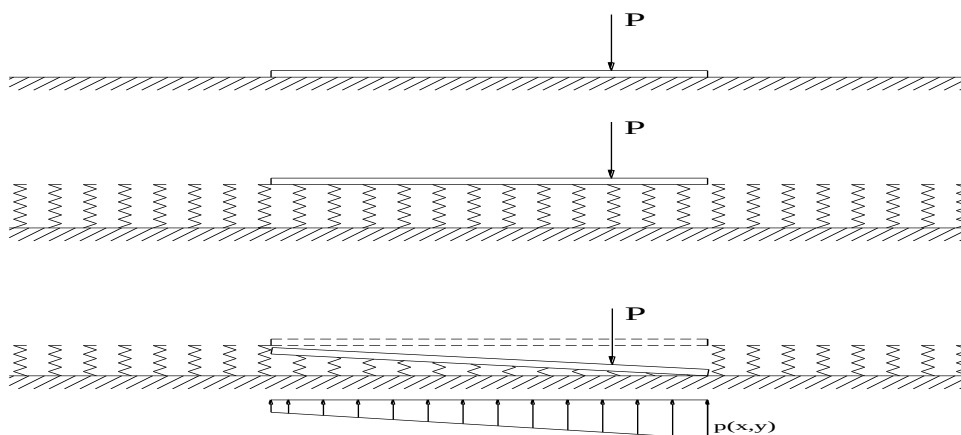


Figura 2.1. 1 Modelul Winkler

Sursa: Constantin Ionescu, Teoria sistemelor de rezemare pe medii deformabile

Dacă fundația nu este rigidă, atunci deformația proprie nu poate fi neglijată în comparație cu deformația terenului de fundare.

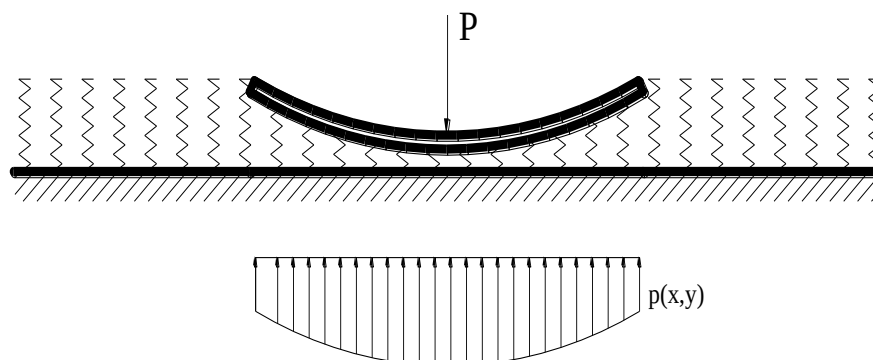


Figura 2.1. 2 Cazul fundațiilor elastice așezate pe un mediu Winkler

Sursa: Constantin Ionescu, Teoria sistemelor de rezemare pe medii deformabile

Ipoteza proporționalității dintre reacțiune și tasare au fost făcute de către N. Fuss în 1798. Modelul obținut a fost utilizat pentru prima dată de către Winkler în 1867 la calculul infrastructurii drumurilor.

Modelul asimilează terenul de fundare cu un mediu continuu, elastic și omogen, iar reacțiunea în orice punct al terenului, în zona încărcată, este proporțională cu tasarea.

Dacă se notează cu $p(x,y)$ reacțiunea ce apare în teren și cu $s(x,y)$ tasarea terenului de fundare, atunci ecuația fundamentală a modului Winkler este următoarea:

$$p(x, y) = k \cdot s(x, y)$$

unde:

k - reprezintă o constantă de proporționalitate dintre reacțiune și tasare, numită și coeficientul de pat

Coeficientul de pat, numit și modul de reacție sau coeficient de tasare se definește ca reprezentând raportul dintre presiunea care se dezvoltă într-un mediu elastic (pământ) într-o anumită secțiune a unui element de construcție rezemat pe acel mediu și tasarea corespunzătoare terenului în acea secțiune.

$$k = \frac{p(x, y)}{s(x, y)}$$

Ecuația diferențială a grinzii rezemate pe un astfel de model are următoarea formă:

$$EI_z \frac{d^4 s(x)}{dx^4} + ks(x) = q(x)$$

În tabelul 3.1.1 sunt prezentate valori orientative ale coeficientului de pat, stabilite pentru o placă cu latura de 30 cm.

Tabel 2.1.1 Valori orientative ale coeficientului de pat

Denumire pământ	K_s (daN/cm ³)
Nisip afânat	1-2
Nisip cu îndesare mijlocie	4-8
Nisip îndesat	10-20
Argilă plastic vârtoasă	15-3
Argilă tare	5-10

Sursa: Lungu Irina, A. Stanciu, *Fundații*, Editura Tehnică, București, 2006

Deficiențele acestui model sunt următoarele:

Coeficientul de pat (k_s) nu are un sens fizic.

Cercetările efectuate au arătat că pentru pământuri nu se poate stabili o valoare constantă a coeficientului.

Acest coeficient este influențat de:

- proprietățile fizice ale pământului;
- formă și mărimea suprafeței de rezemarea a plăcii de încărcare;
- mărimea încărcării.

Modelul nu posedă proprietăți de distribuție a sarcinilor aplicate pe teren. Observațiile făcute pe construcții reale, în situ, și experimentările de laborator au arătat că tasarea terenului depinde și de sarcinile aplicate în punctele vecine. Terenul suferă tasări nu numai în punctele încărcate, conform ipotezei făcute, ci și în zonele învecinate. Rezultă că modelul nu poate lua în considerare influența supraîncărcărilor laterale asupra distribuției reacțiunilor sub talpa fundației.

Conform ipotezei făcute, în cazul fundațiilor continue, încărcate uniform distribuit, rezultă reacțiunile egale cu încărcările, ceea ce conduce la confuzia conform căreia construcția nu este sollicitată la încovoiere. Experiențele au dovedit contrariul.

Avantajele modelului Winkler sunt următoarele:

1. în cazul terenurilor nisipoase modelul este destul de corect; nisipul are o capacitate mică de repartiție; amortizarea deformațiilor, dincolo de zona încărcată, se face mai repede decât o indică modelul semispațiului;
2. simplitatea și claritatea modelului;
3. influența relativă mică asupra rezultatului final, deoarece coeficientul de pat nu reprezintă o constantă a pământului.

Căile de îmbunătățire a acestui model, după cum sunt evidențiate în literatură, sunt:

- determinarea cât mai corectă a coeficientului de pat, fie prin experimentări în amplasamentul viitoarei construcții, fie prin utilizarea modelului semispațiului elastic, omogen și izotrop;
- adăugarea la model, a unei capacități de repartiție, prin introducerea unor elemente de interacțiune între resorturile modelului.

2.2 Modelul semispațiului liniar-deformabil (modelul Boussinesq)

Dimensiunile modelului semispațiului liniar - deformabil sunt infinite. Acesta este limitat la partea superioară cu un plan și se extinde în jos și în lateral până la infinit. Materialul din semispațiu este considerat elastic, omogen, izotrop și continuu. Modelul astfel constituit este denumit, în literatura de specialitate, semispațiul liniar-deformabil. Proprietățile elastice ale modelului sunt reprezentate prin doi parametri:

- modulul de deformație, "E";
- coeficientul lui Poisson ν

Considerat un mediu continuu, sub sarcini, în interiorul modelului, iau naștere tensiuni și deformații, care se găsesc într-o dependență liniară. Se consideră că pentru modelul semispațiului liniar-deformabil sunt valabile metodele Teoriei Elasticității. Abaterile proprietăților pământurilor față de cele ale corpului ideal-elastic sunt estompate printr-o determinare adecvată, prin măsurători experimentale în situ, a modulului de deformație "E". Aplicarea Teoriei Elasticității, pentru modelul semispațiului liniar-deformabil, permite efectuarea calculului construcțiilor rezemat pe teren, luând în considerare toți factorii principali care definesc comportarea sa, și anume:

- variația modulului de deformație cu adâncimea;
- influența construcțiilor noi din vecinătate;

- influența adâncimii de fundare;
- influența rocii de bază pe care reazemă straturile superioare compresibile.

Folosirea acestui model de calcul, pentru terenul de fundare, a putut explica degradarea multor construcții calculate pe baza ipotezei coeficientului de pat.

Datorită acurateței științifice a acestui model și a considerentelor expuse mai sus, în prezent, a căpătat o largă aplicabilitate în calculul grinzilor, plăcilor și structurilor rezemate pe mediu deformabil, cu toate că din punct de vedere matematic apar multe complicații.

Deficiențele acestui model sunt următoarele:

- idealizează în mare măsură comportarea terenului de fundare, care nu este nici elastic și nici izotrop;
- neglijează caracterul neliniar al deformațiilor terenului;
- nu ține cont de faptul că amortizarea deformațiilor este mai mare, pe măsura îndepărtării de punctul de aplicare al sarcinii, decât rezultă din aplicarea metodelor Teoriei Elasticității.

Aceste deficiente au condus la apariția, în rândul specialiștilor a două curente științifice distincte:

- primă categorie de specialiști sunt adepții îmbunătățirii modelului semispațiului liniar-deformabil, prin luarea în considerație a factorilor negativi expuși mai sus;
- a doua categorie de specialiști, plecând de la faptul că modelul Winkler posedă o mare simplitate și elasticitate matematică, propune determinarea coeficientului de pat prin metodele Teoriei Elasticității sau prin considerarea coeficientului de pat variabil sub talpa fundației.

Aplicând metodele cunoscute, se poate realiza o analiză a interacțiunii teren-structură, cât și dimensionarea și detalierea infrastructurii. În timp ce aceste metode pot fi utile, în principiu apar dificultăți practice care împiedică aplicarea lor. În particular, comportarea concretă neliniară și comportarea reală în timp se adaugă complexității problemei. În plus, parametrii terenului determinați în prealabil, pot fi limitați. Orice investigație a terenului este limitată ca scop cât și ca dimensiune, iar rezultate obținute sunt greu de interpretat. În cele din urmă, tensionările reziduale din teren nu sunt foarte cunoscute și astfel, influența lor asupra comportării structurii nu poate fi apreciată. Privind asupra acestor probleme nu putem crede că vreo analiză ar putea conduce la o reprezentare exactă a tensiunilor și deformațiilor apărute în întregul sistem structural. În consecință trebuie adoptate abordări simplificate. Aceste abordări se referă la modul în care rezultantele N , T , M de la baza suprastructurii pot fi transmise la teren prin intermediul fundației. Abordări diferite conduc la distribuții diferite pe talpa fundației. În mod clasic transmiterea forței tăietoare T de bază poate fi văzută ca o problemă secundară, în comparație cu transmiterea forțelor gravitaționale N și a momentelor M .

2.3 Determinarea coeficientului de pat

În literatura de specialitate coeficientul de pat mai este numit și modul de reacție sau coeficient de tasare. Acesta se definește ca fiind raportul dintre presiunea ce se dezvoltă într-un mediu elastic într-o anumită secțiune a unui element de construcție rezemat pe acel mediu și tasarea corespunzătoare a terenului în secțiunea respectivă.

Se propune astfel, un calcul al coeficientului de pat prin Metoda Winkler, perfecționată la nivelul bazei sistemului de fundare, ce constă în dependența coeficientului de pat (k_s) de compresibilitatea terenului (E), precum și de dimensiunea fundației (B, L).

$$p(x, y) = k_s \cdot s(x, y)$$

unde:

k_s - reprezintă o constantă de proporționalitate dintre reacțiune și tasare, numită și coeficientul de pat

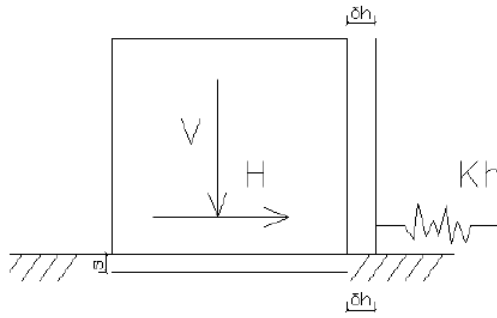


Figura 2.1. Modelul de calcul al rigidității

Apelându-se la ipoteza semispațiului elastic, caracterizat prin parametrii:

- E = modul de elasticitate; ν = coeficientul lui Poisson (se acceptă $\nu = 0,5$).
- H - reprezintă forța tăietoare de bază rezultată în gruparea specială;
- V - reprezintă greutatea clădirii specifică grupării încărcărilor verticale de lungă durată;
- δ_h - deplasarea laterală a structurii în masivul de pământ;
- s - tasare pe direcție verticală;
- L și B - dimensiunile în plan ale radierului sau sistemului de fundare.

Determinându-se astfel, coeficientul de rigiditate al terenului de fundare la forțe laterale.

$$\delta_h = s \cdot \frac{H}{V} \cdot \left[1 + \frac{0.6}{1 + \sqrt{\frac{L}{B}}} \right]$$

Tasarea conform rezolvării lui Boussinesq (admițând $\nu = 0,5$) devine:

$$S = \frac{\omega \cdot p \cdot B}{E} \cdot (1 - \nu^2) = \frac{0.8 \cdot V \cdot B}{E \cdot B \cdot L} \cdot (1 - 0.5^2) = \frac{0.6 \cdot V}{E \cdot L}$$

$$\delta_h = \frac{0.6 \cdot V}{E \cdot L} \cdot \frac{H}{V} \cdot \left[1 + \frac{0.6}{1 + \sqrt{\frac{L}{B}}} \right]$$

Coeficientul de rigiditate transversală al tălpii K_h se determină astfel:

$$K_h = \frac{H}{\delta_h} = \frac{E \cdot L \cdot H}{0.6 \cdot H \cdot \left[1 + \frac{0.6}{1 + \sqrt{\frac{L}{B}}} \right]} = \frac{1.67 \cdot E \cdot L}{\left[1 + \frac{0.6}{1 + \sqrt{\frac{L}{B}}} \right]}$$

Se observă că făcând ipoteza menținerii în domeniul elastic $H=V$, deplasarea orizontală este:

$$\delta_h = s \cdot \left[1 + \frac{0.6}{1 + \sqrt{\frac{L}{B}}} \right]$$

În consecință, se poate considera un "coeficient de pat" transversal mediu (dacă $H = V \rightarrow$

$$K_h = \frac{\tau}{\delta_h} = \frac{\tau}{s \cdot \left[1 + \frac{0.6}{1 + \sqrt{\frac{L}{B}}}\right]} = \frac{P}{s} \cdot \frac{1}{1 + \frac{0.6}{1 + \sqrt{\frac{L}{B}}}}$$

$$K_h = K_s \cdot \frac{1}{1 + \frac{0.6}{1 + \sqrt{\frac{L}{B}}}}$$

Și coeficientul global de rigiditate transversală (pe întreaga talpă a fundației) este:

$$K_h = k_s \cdot B \cdot L$$

În studiul din prezenta lucrare se determină rigiditatea transversală pentru terenul constituit din lut și pentru terenul constituit din nisip și pietriș. Dimensiunile în plan ale radierelor modelelor discretizate sunt $B \times L$, adică $30,00 \times 30,00$ m.

Pentru studiul comparativ, în modelele de calcul analizate au fost luate în considerare valorile K_h ușor acoperitoare față de cele rezultate în urma măsurărilor din situ:

În continuare se propune determinarea coeficientului de reacțiune orizontală în scopul de a modela interacțiunea teren-structură pe întreaga suprafață a pereților laterali din infrastructură.

În timpul realizării unei excavații, peretele de incintă tinde să se deplaseze către interiorul excavației datorită dezechilibrării presiunilor. După atingerea împingerii active, presiunea de contact rezultată se menține constantă indiferent de creșterea deplasării laterale.

În situația în care peretele de incintă se deplasează către masivul de pământ, presiunea de contact va crește odată cu deplasarea, până la atingerea presiunii (rezistenței pasive).

δ_a , δ_p - deplasările care provoacă cedarea activă sau pasivă se determină pe modele la scară redusă sau prin măsurători în situ.

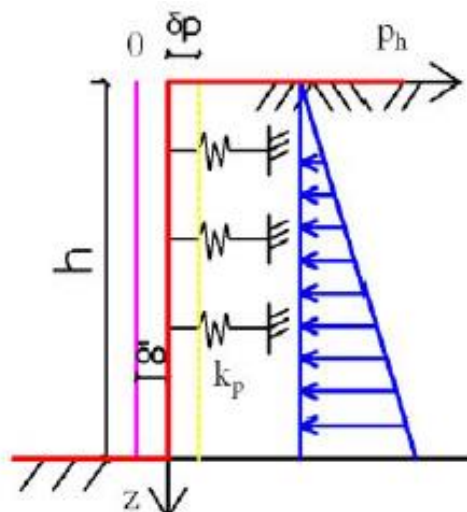


Figura 2.2. Schemă conlucrare perete vertical – infrastructură teren

În figura de mai jos este prezentată diagrama schematizată, stabilită în urma experimentelor realizate, ce reprezintă relația dintre presiunea de contact aferentă împingerii active și celei pasive și deplasările laterale ale peretelui de incintă.

În care: p_a – presiunea activă; p_p – presiunea pasivă; p_0 – presiunea în stare de repaus.

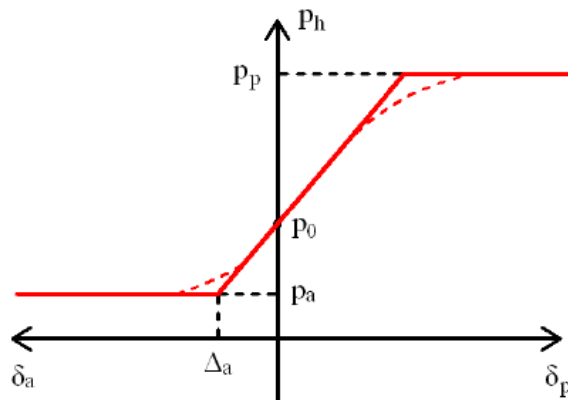


Figura 2.3. Schematizarea relației între presiunea de contact și deplasarea laterală a peretelui de sprijin

Relația (δ, p_h) în domeniul liniar (elastic) s-a stabilit experimental și este recomandată în normele europene. Coeficientul de reacțiune orizontală este, deci:

$$k_p = \frac{P_h}{\delta}$$

În studiul particular al prezentei lucrări au fost luați în calcul următorii parametri:

$\delta = \Delta a = 0,0005h$ pentru pământ îndesat și $\delta = \Delta a = 0,002h$ pentru pământ afânat.

$$k_p = \frac{\Delta P_h}{\Delta a} = \frac{P_0 - P_a}{\Delta a} = \frac{\gamma_z \cdot (K_0 - K_a)}{\Delta a}$$

$$k_0 = 1 - \sin \theta$$

$$k_a = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\theta}{2} \right)$$

2.4 Tasări admisibile și tolerabile

2.4.1 Deplasări și deformații posibile

Pentru a realiza încadrarea structurilor în limitele admise, permise sau tolerabile s-au definit următoarele tipuri de tasări:

- Tasarea absolută (fig.2.5.1.1.a și b), reprezintă deplasarea pe verticală a unui punct al fundației, de regulă centrul de greutate
- Tasarea medie probabilă a construcției – media aritmetică a cel puțin trei fundații izolate ale construcției, caracteristice prin dimensiunile în plan și încărcări. Aceasta se poate calcula și ca media ponderată în raport cu ariile (A_i) tălpilor fundațiilor:

$$S_{med} = \frac{\sum_1^n s_i \cdot A_i}{\sum_1^n A_i}$$

- Tasarea relativă probabilă (fig.2.5.1.1.c și d) – definită ca fiind raportul dintre tasările a două fundații vecine ($S_A - S_B$) sau a două puncte învecinate aparținând aceleiași fundații (δ_{ij}) și distanța dintre ele (L) luând în considerare cazul de încărcare cel mai defavorabil:

$$S_{rel} = \frac{S_A - S_B}{L} = \frac{S_{AB}}{l_{AB}}$$

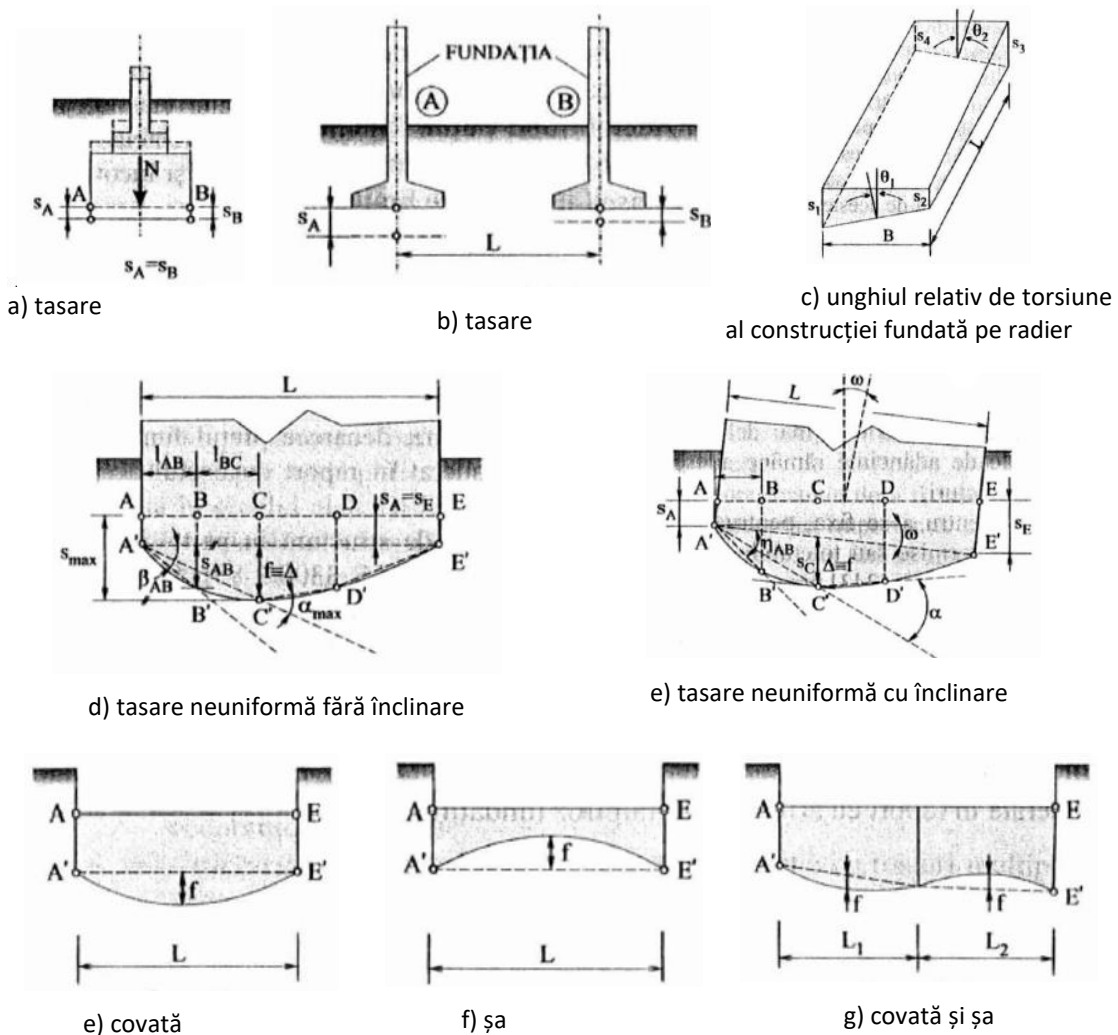


Figura 2.4 Schema pentru definirea tipurilor de tasări și elementele acestora

Sursa: Lungu Irina, A. Stanciu, *Fundații*, Editura Tehnică, București 2006

- Înclinarea fundației (figura 2.4.e), $\text{tg}\theta$, reprezintă diferența dintre tasările a două puncte extreme ale fundației, raportată la distanța dintre ele.

$$\text{tg}\theta = \frac{\Delta}{L}$$

sau

$$\text{tg}\theta = \frac{S_E - S_A}{L} \quad \text{fig. 2.4. e}$$

- Săgeata (f) sau deflexiunea (Δ) reprezintă distanța maximă pe verticală măsurată între tangenta la profilul tasării, paralele cu linia înclinării (AE) și aceasta (figura 2.4.d și e)
- Încovoierea relativă sau raportul deflexiunii reprezintă raportul dintre săgeata (f)/deflexiunea (Δ) și lungimea părții din construcție care se încovoie fără schimbare de semn, (figura 2.4.f și g)

$$i = \frac{f}{L} = \frac{\Delta}{L} \cong \frac{2 \cdot S_C - S_A - S_E}{L}$$

- Tasarea diferențiată δ_{ij} ca fiind diferența dintre tasările a două puncte învecinate aparținând aceleiași fundații (figura 2.4.d)

$$\delta_{ij} = \delta_{AB} = S_{AB} = S_A - S_B$$

- Distorsiunea unghiulară (η_{ij}) sau rotația relativă (β_{ij}), (figura 2.4.e și d) ca fiind raportul dintre tasarea diferențiată (δ_{ij}) și lungimea aferentă din care se scade înclinarea:

$$\eta_{AB} = \frac{\delta_{AB}}{l_{AB}} - \omega$$

sau

$$\beta_{AB} = \frac{\delta_{AB}}{l_{AB}}$$

- Deformația unghiulară:

$$\alpha = \frac{\Delta S_{AC}}{l_{AC}} + \frac{\Delta S_{CD}}{l_{CD}}$$

Unde:

ΔS_{AC} ; ΔS_{CD} —reprezintă tasările diferențiate între punctele AC și respectiv CD;

- Deformații complexe rezultate prin suprapunerea mai multor tipuri de deformații de tipul celor prezentate în figura (figura 2.4.d și e) care prezintă atât înclinări (ω) cât și încovoire relativă;
- Unghiul relativ de torsiune (χ) al construcției (figura 2.4.c) care încearcă să caracterizeze comportarea spațială a construcției, fundațiilor de tip radier, în baza celor pentru tasări înregistrate în colțurile fundației:

$$\theta_1 \cong -\frac{S_1 - S_2}{B}$$

$$\theta_2 \cong tg\theta_2 = -\frac{S_3 - S_1}{B}$$

$$\chi = \frac{\theta_1 + \theta_2}{L}$$

Se poate remarca faptul că fundația elastică (figura 2.4.f,g, și h) poate avea profile variabile, în formă concavă, de șa, ori combinate în funcție de distribuția încărcărilor (P_i) pe fundație, de valorile relative ale acestora (ΔP_i), dar și de distribuția compresibilității terenului în lungul fundațiilor. Pentru a evita stările limita S.L.D.E.N, respectiv S.L.D.U. se pune problema stabilirii unor valori limita pentru tasări sau componentele acestora.

O prima abordare a acestei probleme a fost făcută de către Skempton și Mc.Donald (1956) care a urmărit 98 de construcții cu structură realizată din zidărie portanta, oțel și beton armat constând ca 40 dintre ele au avut degradări arhitecturale și chiar structurale.

Pe baza acestor constatări au fost propuse praguri limita pentru distorsiunea unghiulară, tasarea diferențiată și tasarea maxima în cazul fundațiilor pe argilă, sau nisip (tabel 2.1).

Tabel 2.1. Tasări limită ale construcțiilor și valorile maxime recomandate în mm

Criteriu	Tipul pământului	Fundație izolată	Fundație tip radier
Distorsiunea unghiulară Δ/L	Degradări arhitecturale	1/300	
	Degradări structurale	1/150	
Tasarea diferențiată maxima δ_{ij}	argilă	45(40)	
	nisip	30(25)	
Tasarea maxima	argilă	75(65)	75-135(60-100)
	nisip	50(40)	50-75(40-60)

Sursa: Lungu Irina, A. Stanciu, *Fundații*, Editura Tehnică, București, 2006

SREN 1997-1-2004 recomandă pentru structuri în cadre deschise, pentru structuri în cadre cu umplutură, pentru pereți din zidărie portantă să fie aceleași, dar acestea se situează între 1/2000 – 1/300, pentru a împiedica atingerea unei stări limită a exploatarei normale în structură. O rotire relativă maximă 1/500 este acceptabilă pentru multe structuri. Rotirea relativă pentru care este probabil să fie o stare limită ultimă este de aproximativ 1/500.

Pentru construcții obișnuite cu fundații izolate, tasări totale de până la 50 mm sunt deseori acceptabile. Valori mai mari ale tasărilor totale și diferențiate pot fi admise dacă rotirile admisibile rămân în limite acceptabile și dacă tasările nu creează deficiențe ale rețelelor care intră în construcție și nu produc înclinări.

Terzaghi și Peck (1948) sugerează că valori limita o valoare maximă pentru nisipuri de 25 mm și cea diferențiată de 0.75 din tasarea maximă.

Polsh și Takor (1957) indică valori de distorsiune unghiulară η sau β (Δ/L) de 1/500 pentru degradări arhitecturale și de 1/250 pentru cele structurale. La un set de concluzii similare a ajuns și Meyerhof.

Bjerrum (1963) a arătat că nu au fost înregistrate deteriorări la clădiri pe radier general fundate pe argilă, pentru tasări diferențiate mai mici de 125 mm și tasări totale de 250 mm.

Deteriorări au fost înregistrate la clădiri cu fundații izolate pe argile pentru tasări diferențiate mai mari de 50 mm și totale mai mari de 150 mm.

În final acesta a indicat următoarele deformații unghiulare limită la care pot apărea degradări (tabel 2.2).

Tabel 2.2 Deformațiile unghiulare la care se așteaptă degradări ale construcțiilor.

Deformația unghiulară (radiani)	Comportarea construcției
$\eta=1/750$ (0.0013)	Limita la care pot apărea dificultăți în funcționalitatea utilajelor sensibile la tasări
$\eta=1/600$ (0.00167)	Limita pericolului de degradare a cadrelor cu diagonale
$\eta=1/500$ (0.002)	Limita de siguranță la clădirile la care nu sunt permise fisurile
$\eta=1/300$ (0.0033)	Limita la care sunt de așteptat primele fisuri în zidurile despărțitoare
$\eta=1/300$ (0.0033)	Limita la care sunt de așteptat dificultăți în funcționarea podurilor rulante
$\eta=1/250$ (0.004)	Limita la care înclinarea construcțiilor rigide înalte devine vizibilă
$\eta=1/150$ (0.0067)	Fisuri apreciable în zidurile despărțitoare și în zidăria din cărămidă
$\eta=1/150$ (0.0067)	Limita de siguranță pentru zidurile flexibile de cărămidă la care $h/l < 1/4$
$\eta=1/150$ (0.0067)	Limita la care pot apărea degradări generale ale structurii construcțiilor.

Sursa: Lungu Irina, A. Stanciu, *Fundații*, Editura Tehnică, București, 2006

Burland și Wroth (1975), indică pentru raportul de deflexiune (Δ_{max}/L), pentru structuri din zidărie portantă următoarele valori limită:

$$\Delta_{max}/L = 2 \cdot 10^{-4} \text{ pentru } L/H=1$$

$$\Delta_{max}/L = 4 \cdot 10^{-4} \text{ pentru } L/H=5$$

Grand și alții (1974) a preluat studiul lui Skempton și McDonald adăugând pe lângă cele 98 de clădiri alte 95, de dată mult mai recentă (unele chiar după 1950). Ei au concluzionat că limita 1/300 este depășită și clădirile înregistrează unele degradări, propunând ca aceste relații simple, ușor de utilizat, să fie privite cu precauție, limită 1/300 trebuie privită ca o limită largă, care nu ia în considerare condițiile specifice fiecărui amplasament, caracteristicile fiecărei clădiri în parte.

Cum tasările diferențiate (Δ), respectiv distorsiunile unghiulare / rotațiile relative ($\eta; \beta$), sunt relativ greu de evaluat, s-au căutat soluții de găsire a unor corelații între tasarea totală maximă și aceste mărimi.

Tasarea diferențiată maximă se exprimă în baza unor observații de teren ca reprezentând :

$\Delta = 0.20 S_{\max}$ - Pentru suprastructuri rigide pe argile;

$\Delta = 0.40 S_{\max}$ - Pentru suprastructuri flexibile pe argile;

$\Delta = S_{\max}$ - Pentru nisipuri;

În alte lucrări se apreciază că tasarea diferențiată ar reprezenta 1/2 din tasarea maximă sau chiar 3/4.

Grant și alții indică o corelație de tipul următor:

$$S_{\max} = R \cdot \frac{\Delta}{L}$$

Între tasarea maximă și deflexiunea relativă, respectiv raportul deflexiunilor (Δ/L) cu valorile lui R din tabelul 2. 3.

Tabel 2.3. Corelație ale valorilor tasărilor maxime admise ($\Delta = S_{\max}$) deflexiune relativă (Δ/L).

Tipul de pământ	Valoarea	Tipul fundației	
		izolata	radier
argilă	R	22500	30000
	$S_{\max}$ (mm)	75	100
nisip	R	1500	1800
	$S_{\max}$ (mm)	50	60

Sursa: Lungu Irina, A. Stanciu, *Fundații*, Editura Tehnică, București, 2006

- Egorov indică următoarele valori limită pentru tasări în raport cu rigiditatea structurii (tabelul 2.4)

Tabel 2.4. Tasări, înclinări, săgeți și încovoieri maxime admise pentru construcții

Tipul construcției	Tasarea uniformă (cm)	Mărimi relative	
		înclinări	Săgeți și încovoieri
Perfect rigidă	25-50	0.005	-
Relativ rigidă	5-10	0.002	0.001
ne rigidă	15-25	0.002	0.002

Sursa: Lungu Irina, A. Stanciu, *Fundații*, Editura Tehnică, București, 2006

NP 123 indică următoarele valori ale tasărilor limită (tabelul 2.5)

Tabel 2.5. Valori limită ale tasărilor

Tipul construcției		Deformații		Deplasări (tasări)	
		Tipul deformației	Valoare limită [-]	Tipul deplasării	Valoare limită [mm]
1	Construcții civile și industriale cu structura de rezistență în cadre: a) Cadre din beton armat fără umplutură de zidărie sau panouri	tasare relativă	0,002	tasare absolută maximă, $S_{\max}$	80
	b) Cadre metalice fără umplutură de zidărie sau panouri	tasare relativă	0,004	tasare absolută maximă, $S_{\max}$	120
	c) Cadre din beton armat cu umplutură de zidărie	tasare relativă	0,001	Tasare absolută maximă, $S_{\max}$	80
	d) Cadre metalice cu umplutură de zidărie sau panouri	tasare relativă	0,002	tasare absolută maximă, $S_{\max}$	120
2	Construcții în structură cărora nu apar eforturi suplimentare datorită tasărilor neuniforme	tasare relativă	0,006	tasare absolută maximă, $S_{\max}$	150

3	Construcții multietajate cu ziduri portante din: a) panouri mari	încovoiere relativă, f	0,0007	tasare medie, s_m	100
	b) zidărie din blocuri sau cărămidă, fără armare	încovoiere relativă, f	0,001	tasare medie, s_m	100
	c) zidărie din blocuri sau cărămidă armată	încovoiere relativă, f	0,0012	tasare medie, s_m	150
	d) independent de materialul zidurilor	înclinare transversală $tg\theta_{tr}$	0,005	-	-
4	Construcții înalte, rigide a) Silozuri din beton armat: - turnul elevatorilor și grupurile de celule sunt de beton monolit și reazemă pe același radier continuu	înclinare longitudinală sau transversală $tg\theta$	0,003	tasare medie, s_m	400
	- turnul elevatorilor și grupurile de celule sunt de b.a.p. și reazemă pe același radier	înclinare longitudinală sau transversală $tg\theta$	0,003	tasare medie, s_m	300
	-turnul elevatorilor rezemat pe un radier independent	înclinare transversală $tg\theta_{tr}$	0,003	tasare medie, s_m	250
		înclinare longitudinală $tg\theta_l$	0,004	tasare medie, s_m	250
	- grupuri de celule de beton monolit rezemate pe un radier independent	înclinare longitudinală sau transversală $tg\theta$	0,004	tasare medie, s_m	400
	- grupuri de celule de b.a.p. rezemate pe un radier independent	înclinare longitudinală sau transversală $tg\theta$	0,004	tasare medie, s_m	300
	b) Coșuri de fum cu înălțimea $H[m]$:	înclinare, $tg\theta$	0,005	tasare medie, s_m	400
	$H < 100$ m			tasare medie, s_m	300
	$100 \leq H \leq 200$ m	înclinare, $tg\theta$	1 / 2H	tasare medie, s_m	200
	$200 < H \leq 300$ m	înclinare, $tg\theta$		tasare medie, s_m	100
	$H > 300$ m	înclinare, $tg\theta$		tasare medie, s_m	200
	c) Construcții înalte, rigide, $H < 100$ m	înclinare, $tg\theta$	0,004	tasare medie, s_m	200

Cap.3 Studiu de caz privind determinarea tasărilor asupra structurilor în cadre de beton armat.

3.1 Descrierea modelului analizat

Pentru exemplificare a fost aleasă o structură amplasată în orașul Cluj Napoca. Structura este caracterizată prin cadre de beton armat ale căror elemente au fost dimensionate în conformitate cu codurile actuale de proiectare. A fost ales tipul de structură în cadre în vederea analizării gradului de avariere.

Descriere:

- Regim de înălțime: P+7E ($H_{\text{nivel}}=3.00\text{m}$, $H_{\text{total}}=24.00\text{m}$);
- Geometria în plan: 4 deschide de 7.00m, respectiv 4.00 m și 2 travei de 6.00m;
- Tip structură: cadre din beton armat;
- Tip fundații: fundare directă – fundații izolate cu/fără grinzi de echilibrare;

Materiale:

Beton armat C25/30 ($E=31000\text{kN/m}^2$)

Oțel beton BST 500S

Dimensiunile elementelor structurale:

- Stâlpi de beton armat cu dimensiunile 50x50 cm, respectiv 60x60 cm;
- Grinzi de beton armat 30x60;
- Planșeu de beton armat 15 cm.

Evaluarea încărcărilor:

1. Distribuită pe planșee:
 - Utilă 1,5 kN/m²
 - Cvasipermanentă 3,5 kN/m²

Forța seismică:

- Factor de comportare $q=4.725$
- (clasa M de ductilitate)
- Coeficientul seismic $c=0.044$
- Greutate clădire 27865 kN
- FTB=1253 kN

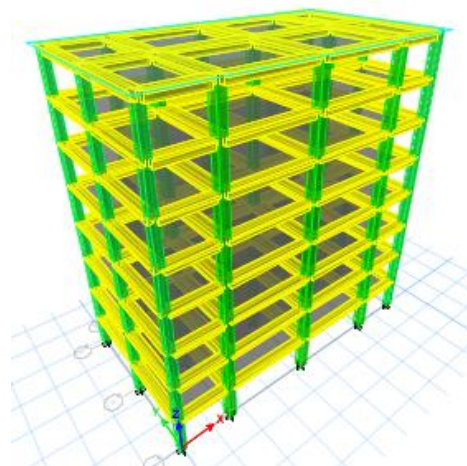


Figura 3. 1 Model de clădire în cadre de beton armat

Modelul de clădire a fost supus unei acțiuni seismice determinată prin calcul. Structura a fost proiectată în conformitate cu codurile actuale de proiectare rezultând astfel următoarele tipuri de armări pentru elementele:

Fundațiile au fost predimensionate pe baza presiunii convenționale P_{conv} . În urma efectuării calcului tasării sub fiecare fundație a rezultat un coeficient de pat cu valoarea de 16800 kN/m³. În figura 3.2 se arată o comparație a tasărilor fundațiilor.

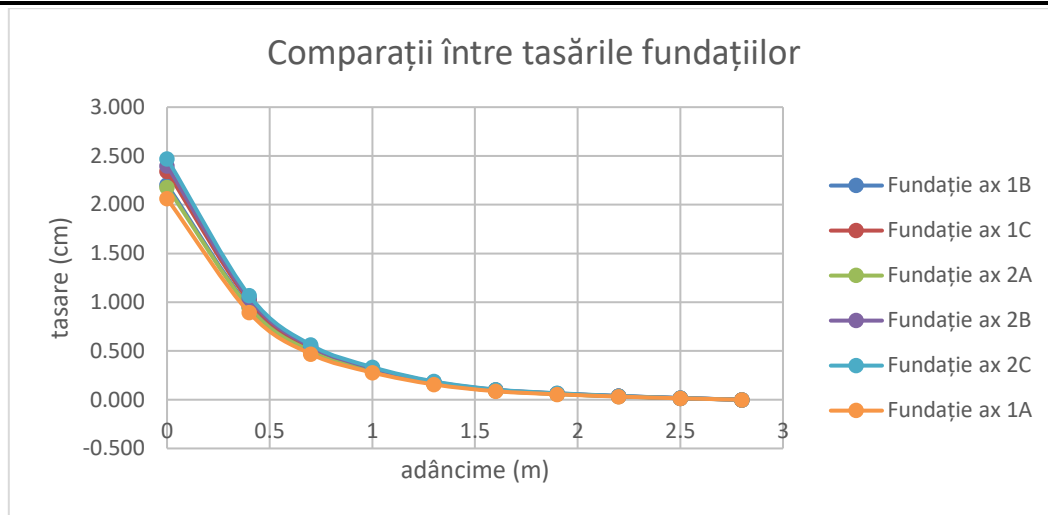


Figura 3. 2. Comparații între tasările fundațiilor

Modelarea interacțiunii teren-structură.

Cunoscând valoarea coeficientului de pat, modelarea interacțiunii dintre teren și structură s-a realizat prin introducerea unor resoarte sub fiecare fundație.

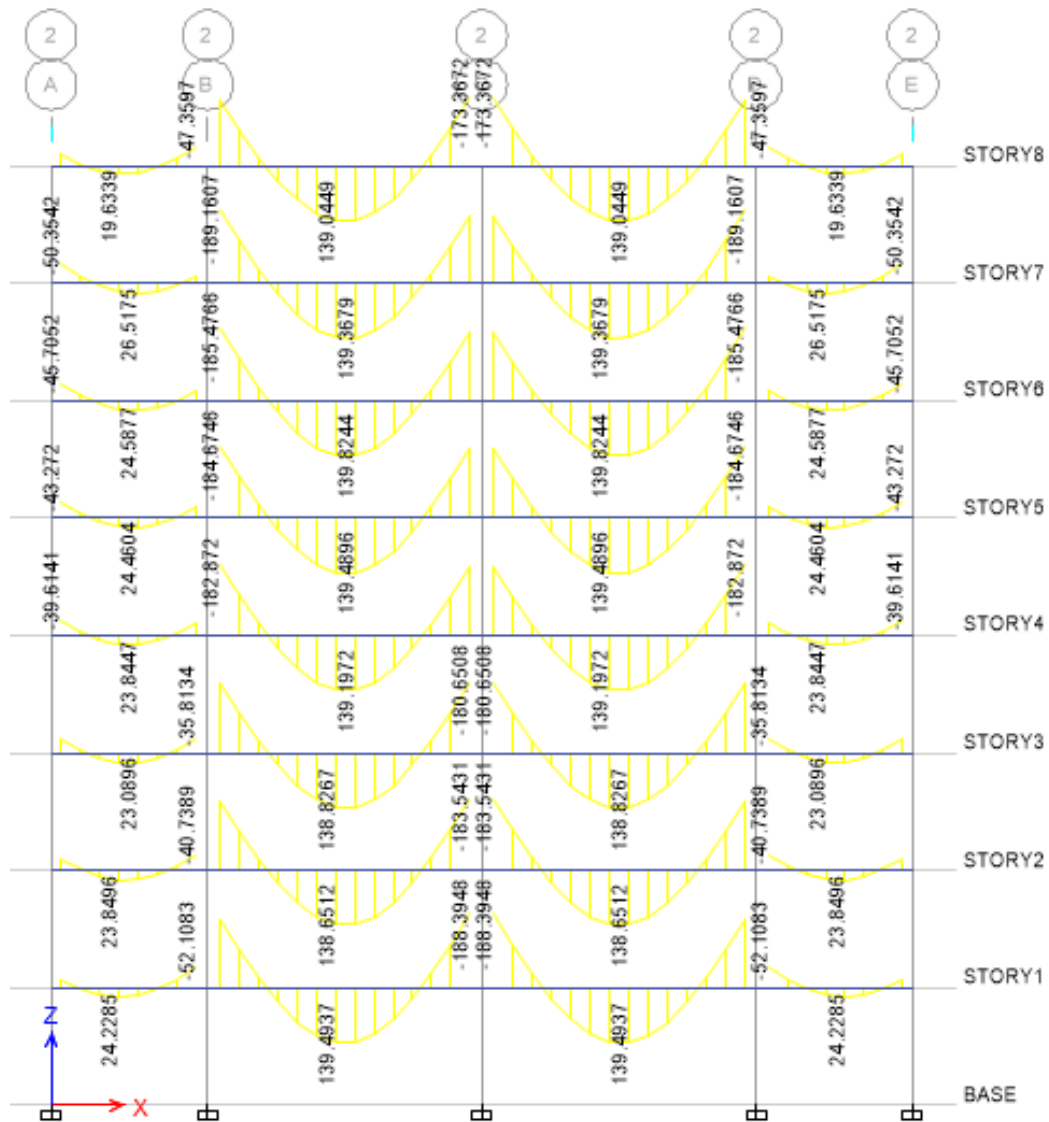


Figura 3. 3. Diagrama de eforturi din gruparea fundamentală pentru cadru longitudinal central.

Model fundații izolate.

Fundațiile au fost modelate cu un resort sub fiecare stâlp, având coeficientul de pat calculat. În continuare în figura 3.4 sunt prezentate momentele efective din gruparea fundamentală luând în considerare și efectul tasării.

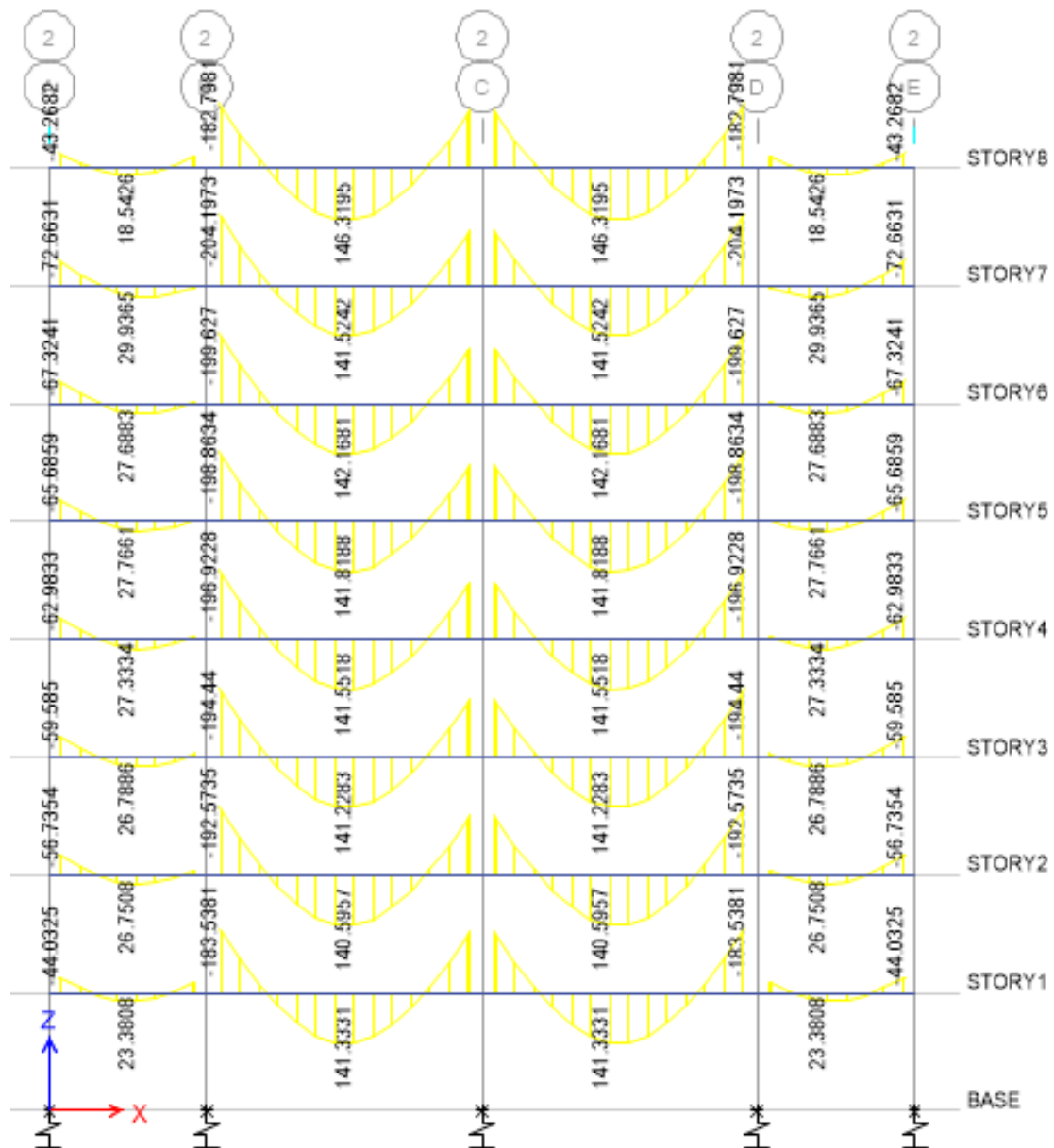


Figura 3. 4 Diagrama de eforturi din gruparea fundamentală pentru cadru longitudinal central model fundație izolată.

Pentru a vedea dacă apar eforturi suplimentare în grinzi se va calcula raportul momentelor grinzilor din gruparea GF+tasări și GF din modelul de dimensionare al elementelor.

	2A	CAMP	2B	CAMP	2C	CAMP	2D	CAMP	2E
etaj7	1.49		0.73	1.10	0.95	0.95	1.10	0.73	1.49
	1.08			1.06			1.06		1.08
etaj6	1.44		-0.25	1.08	0.90	0.90	1.08	-0.25	1.44
	1.13			1.02			1.02		1.13
etaj5	1.47		0.14	1.08	0.91	0.91	1.08	0.14	1.47
	1.13			1.02			1.02		1.13
etaj4	1.52		0.17	1.08	0.91	0.91	1.08	0.17	1.52
	1.14			1.02			1.02		1.14
etaj3	1.59		0.24	1.08	0.91	0.91	1.08	0.24	1.59
	1.12			1.02			1.02		1.12
etaj2	1.70		0.30	1.08	0.91	0.91	1.08	0.30	1.70
	1.16			1.02			1.02		1.16
etaj1	1.90		0.32	1.08	0.91	0.91	1.08	0.32	1.90
	1.19			1.02			1.02		1.19
Parter	2.13		0.55	1.06	0.92	0.92	1.06	0.55	2.13
	1.17			1.02			1.02		1.17

Figura 3. 5. Raportul dintre momentele efective din gruparea fundamentală+tasări și momentele din gruparea fundamentală model fundație izolată.

Se observă că datorită tasării stâlpilor centrali cu valoare mai mare decât cea a stâlpilor marginali, momentele efective din axul central sunt mai mici decât momentele din modelul încastrat la bază, iar momentele din axele marginale sunt mult mai mari decât momentele din modelul încastrat la bază.

În urma calcului static se observă că tasarea absolută va fi egală cu 2,13 cm, aceasta fiind mai mică decât limita impusă de codul de proiectare (8 cm).

Din figura 3.6 reiese faptul că tasarea relativă se situează în limitele impuse de codul de proiectare. În aceasta situație este de așteptat să nu apară degradări ale pereților de compartimentare și nici articulații plastice în structura de rezistență.

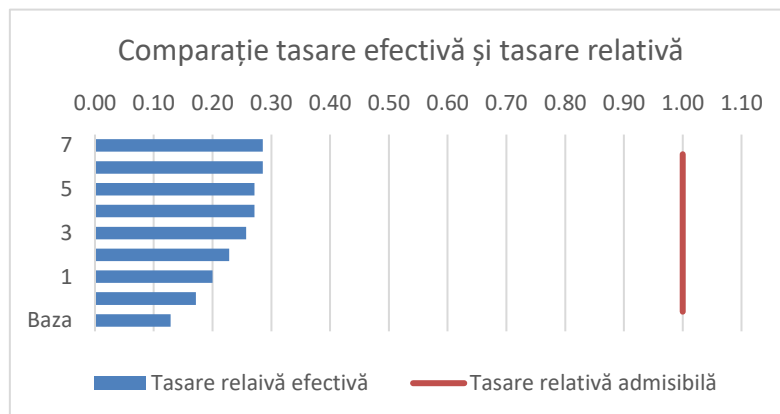


Figura 3. 6. Diagrama de tasări relative pentru fiecare nivel model fundație izolată

Model fundații izolate ks micșorat pentru fundația centrală.

Pentru a surprinde neuniformitatea terenului se va considera un coeficient de pat cu o valoare mai mică decât coeficientul de pat rezultat din calcul. Astfel coeficientul de pat se reduce cu raportul dintre P_{pl} și P_{conv} .

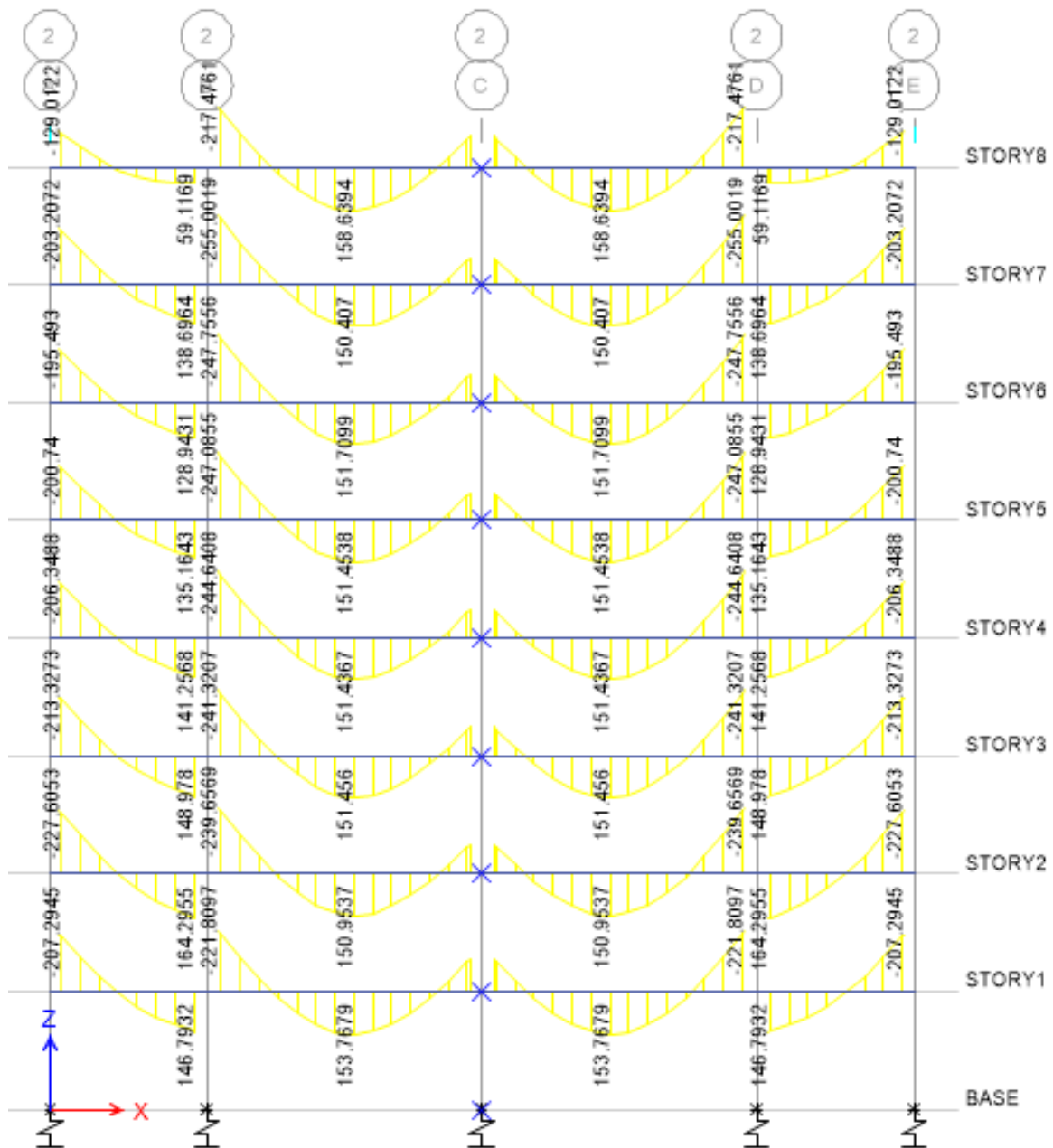


Figura 3. 7. Diagrama de eforturi din gruparea fundamentală pentru cadru longitudinal central model fundație izolată ks micșorat.

În figura 3.7 sunt prezentate momentele efective din gruparea fundamentală luând în considerare și efectul tasării. Se observă că momentele din axul 2C sunt mai mici decât în axul 2B și 2D, ceea ce indică faptul că stâlpul din axul 2C nu reprezintă în totalitate un punct de reazem, acesta tasându-se mai mult decât restul stâlpilor.

Pentru a vedea dacă apar eforturi suplimentare în grinzi se va calcula raportul momentelor grinzilor din gruparea GF+tasări și GF din modelul de dimensionare al elementelor.

	2A	CAMP	2B	CAMP	2C	CAMP	2D	CAMP	2E
etaj7	4.45		-1.25	1.31	0.65	0.65	1.31	-1.25	4.45
		2.03			1.15		1.15		2.03
etaj6	4.04		-7.57	1.35	0.55	0.55	1.35	-7.57	4.04
		1.89			1.08		1.08		1.89
etaj5	4.28		-5.12	1.34	0.57	0.57	1.34	-5.12	4.28
		1.95			1.09		1.09		1.95
etaj4	4.64		-4.96	1.34	0.57	0.57	1.34	-4.96	4.64
		2.02			1.09		1.09		2.02
etaj3	5.21		-4.55	1.34	0.57	0.57	1.34	-4.55	5.21
		2.17			1.09		1.09		2.17
etaj2	6.09		-4.16	1.34	0.58	0.58	1.34	-4.16	6.09
		2.24			1.09		1.09		2.24
etaj1	7.63		-4.03	1.34	0.59	0.59	1.34	-4.03	7.63
		2.41			1.09		1.09		2.41
Parter	10.05		-2.82	1.28	0.62	0.62	1.28	-2.82	10.05
		2.66			1.11		1.11		2.66

Figura 3. 8. Raportul dintre momentele efective din gruparea fundamentală+tasări și momentele din gruparea fundamentală model fundație izolată ks micșorat.

Așa cum s-a anticipat momentele grinzilor din axul 2C sunt cu aproximativ 40% mai mici decât momentele grinzilor din modelul încastrat la bază. Pentru reazeme din axul 2B și 2D apare chiar o schimbare de semn a momentului, acesta fiind pozitiv. Pentru axul 2A și 2E momentele sunt chiar și de 10 ori mai mari.

În urma calcului static se observă că tasarea absolută va fi egală cu 3,43 cm, aceasta fiind mai mică decât limita impusă de codul de proiectare (8 cm).

Din figura 3.9 reiese faptul că tasarea relativă se situează în limitele impuse de codul de proiectare. În aceasta situație este de așteptat să nu apară degradări ale pereților de compartimentare și nici articulații plastice în structura de rezistență.

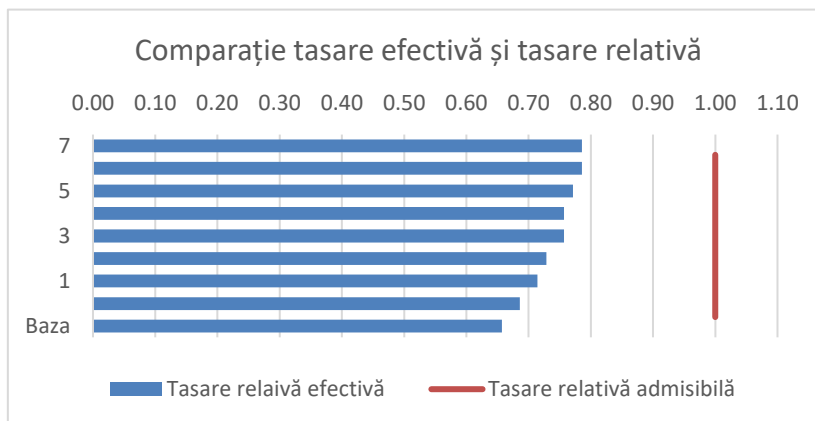


Figura 3. 9. Diagrama de tasări relative pentru fiecare nivel model fundație izolată ks micșorat.

În figura 3.10 este prezentată distribuția articulațiilor plastice în structura. Momentele capabile ale grinzilor au fost calculate utilizând rezistențele medii. Chiar dacă tasarea relativă se încadrează în limitele impuse de cod se observă faptul că în structura de rezistență vor apărea articulații plastice.

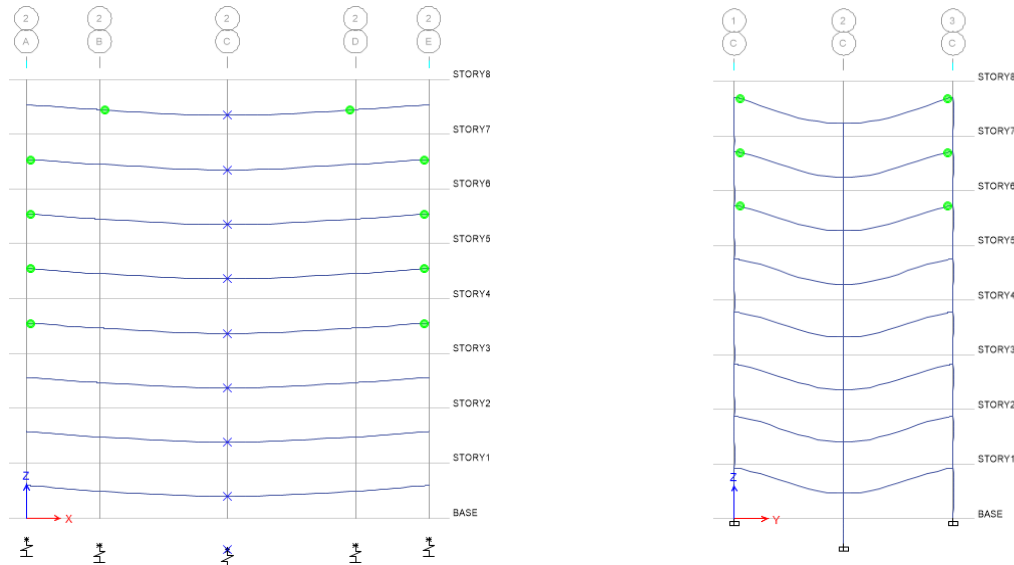


Figura 3. 10. Apariția articulațiilor plastice fundație izolate și k_s micșorat.

Model fundație izolată cu cedare de reazem.

Pentru stâlpul din axul 2C a fost impusă o deplasare astfel încât tasarea relativă să fie de 1‰.

În figura 3.11 sunt prezentate momentele efective din gruparea fundamentală luând în considerare efectul tasării. Se observă că momentele din axul 2C sunt mai mici decât în axul 2B și 2D, ceea ce indică faptul că stâlpul din axul 2C nu reprezintă în totalitate un punct de reazem, acesta tasându-se mai mult decât restul stâlpilor.

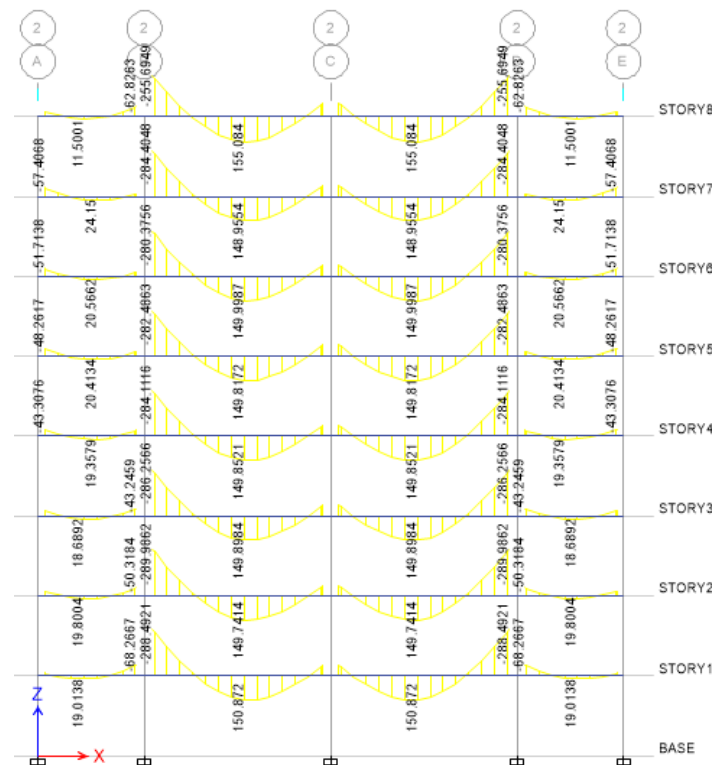


Figura 3. 11. Diagrama de eforturi din gruparea fundamentală pentru cadru longitudinal central model fundație izolată cu cedare de reazem

Pentru a vedea dacă apar eforturi suplimentare în grinzi se va calcula raportul momentelor grinzilor din gruparea GF+tasări și GF din modelul de dimensionare al elementelor.

	2A	CAMP	2B	CAMP	2C	CAMP	2D	CAMP	2E
etaj7	1.09		1.33	1.54	0.50	0.50	1.54	1.33	1.09
	0.43			1.12			1.12		0.43
etaj6	1.14		0.94	1.50	0.42	0.42	1.50	0.94	1.14
	0.91			1.07			1.07		0.91
etaj5	1.13		1.10	1.51	0.43	0.43	1.51	1.10	1.13
	0.84			1.07			1.07		0.84
etaj4	1.12		1.13	1.53	0.41	0.41	1.53	1.13	1.12
	0.83			1.07			1.07		0.83
etaj3	1.09		1.17	1.55	0.40	0.40	1.55	1.17	1.09
	0.76			1.08			1.08		0.76
etaj2	1.06		1.21	1.58	0.38	0.38	1.58	1.21	1.06
	0.78			1.08			1.08		0.78
etaj1	1.00		1.24	1.62	0.36	0.36	1.62	1.24	1.00
	0.76			1.08			1.08		0.76
Parter	0.85		1.31	1.67	0.35	0.35	1.67	1.31	0.85
	0.61			1.09			1.09		0.61

Figura 3. 12. Raportul dintre momentele efective din gruparea fundamentală+tasări și momentele din gruparea fundamentală model fundație izolată și cedare de reazem.

Momentele din axul 2C sunt chiar și cu 65% mai mici decât momentele din modelul încastrat la bază, iar în restul elementelor acestea cresc cu cel mult 60%.

În urma calcului static se observă că tasarea absolută va fi egală cu 7mm, aceasta fiind mai mică decât limita impusă de codul de proiectare (8 cm).

Din figura 3.13 reiese faptul că tasarea relativă se situează în limitele impuse de codul de proiectare.

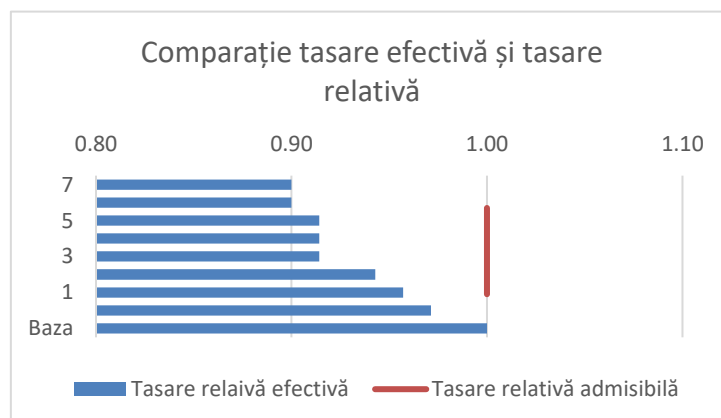


Figura 3. 13. Diagrama de tasări relative pentru fiecare nivel model fundație izolată și cedare de reazem

În figura 3.14 este prezentată distribuția articulațiilor plastice în structura. Momentele capabile ale grinzilor au fost calculate utilizând rezistențele medii. Chiar dacă tasarea relativă se încadrează în limitele impuse de cod se observă faptul că în structura de rezistență vor apărea articulații plastice.

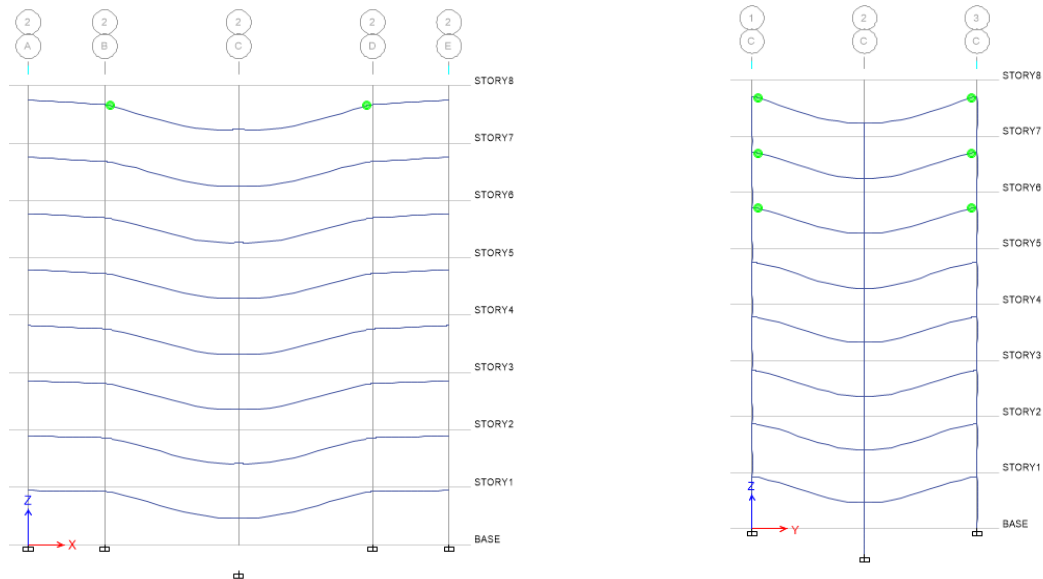


Figura 3. 14. Apariția articulațiilor plastice model fundație izolată și cedare de reazem
Model grinzi de fundare.

Păstrând aceeași ipoteză se va considera că terenul este neuniform sub construcție. În continuare în figura 3.15 sunt prezentate momentele efective din gruparea fundamentală luând în considerare și efectul tasării.

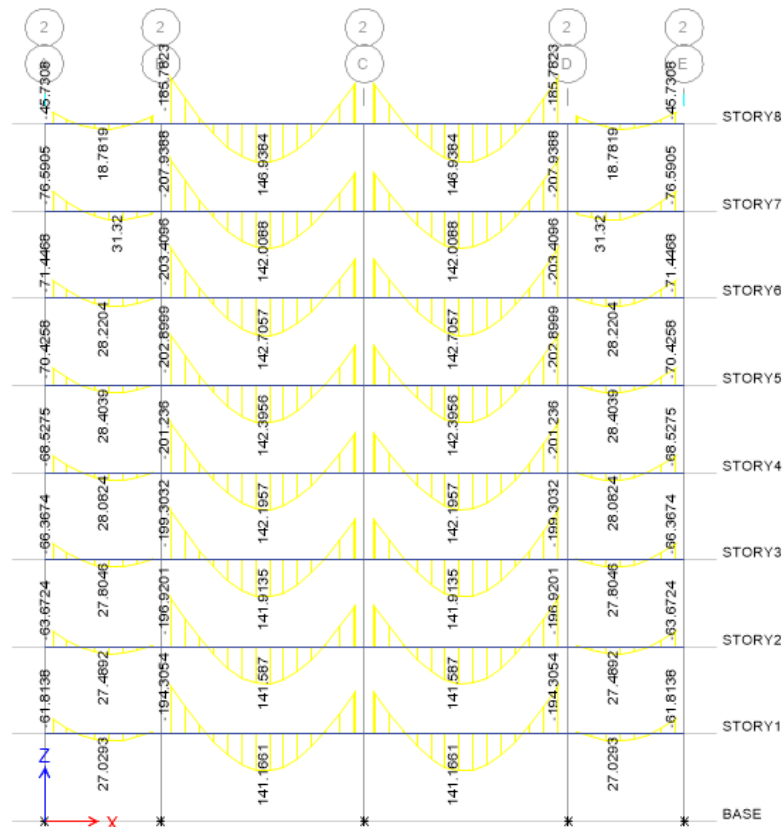


Figura 3. 15. Diagrama de eforturi din gruparea fundamentală pentru cadru longitudinal central model grinda de fundare

Pentru a vedea dacă apar eforturi suplimentare în grinzi se va calcula raportul momentelor grinzilor din gruparea GF+tasări și GF din modelul de dimensionare al elementelor.

	2A	CAMP	2B	CAMP	2C	CAMP	2D	CAMP	2E
etaj7	1.58		0.68	1.12	0.93	0.93	1.12	0.68	1.58
	1.09			1.06		1.06		1.09	
etaj6	1.52		-0.46	1.10	0.88	0.88	1.10	-0.46	1.52
	1.15			1.02		1.02		1.15	
etaj5	1.56		-0.02	1.10	0.88	0.88	1.10	-0.02	1.56
	1.15			1.02		1.02		1.15	
etaj4	1.63		0.00	1.10	0.88	0.88	1.10	0.00	1.63
	1.16			1.02		1.02		1.16	
etaj3	1.73		0.06	1.10	0.88	0.88	1.10	0.06	1.73
	1.17			1.02		1.02		1.17	
etaj2	1.89		0.11	1.10	0.88	0.88	1.10	0.11	1.89
	1.20			1.02		1.02		1.20	
etaj1	2.13		0.16	1.10	0.88	0.88	1.10	0.16	2.13
	1.22			1.02		1.02		1.22	
Parter	3.00		0.17	1.12	0.87	0.87	1.12	0.17	3.00
	1.35			1.02		1.02		1.35	

Figura 3. 16. Raportul dintre momentele efective din gruparea fundamentală+tasări și momentele din gruparea fundamentală model grindă de fundare

În urma calcului static se observă că tasarea absolută va fi egală cu 2,15 cm, aceasta fiind mai mică decât limita impusă de codul de proiectare (8 cm).

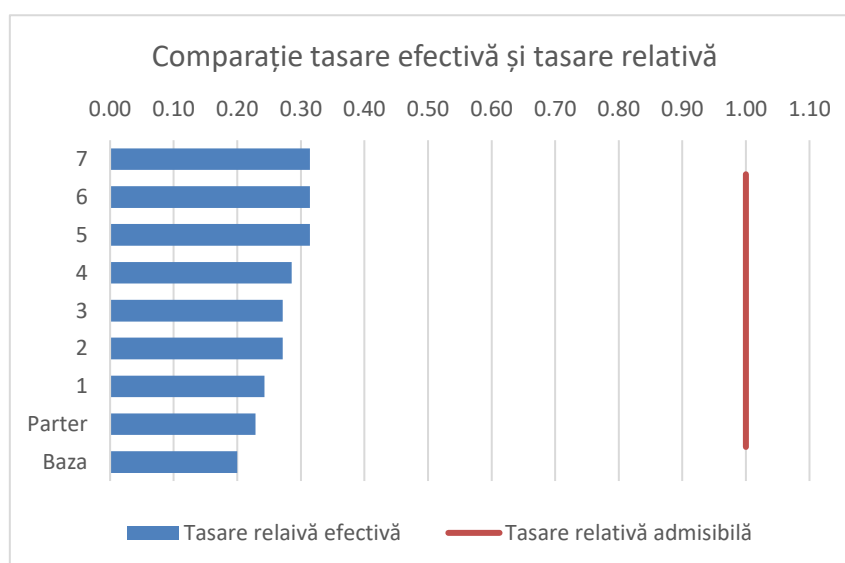


Figura 3. 17. Diagrama de tasări relative pentru fiecare nivel model grindă de fundare

Model grinzii de fundare cedare de reazem.

Pentru stâlpul din axul 2C a fost impusa o deplasare astfel încât tasarea relativă să fie de 1‰.

În figura 3.18 sunt prezentate momentele efective din gruparea fundamentală luând în considerare efectul tasării. Se observă că momentele din axul 2C sunt mai mici decât în axul 2B și 2D, ceea ce indică faptul că stâlpul din axul 2C nu reprezintă în totalitate un punct de reazem, acesta tasându-se mai mult decât restul stâlpilor.

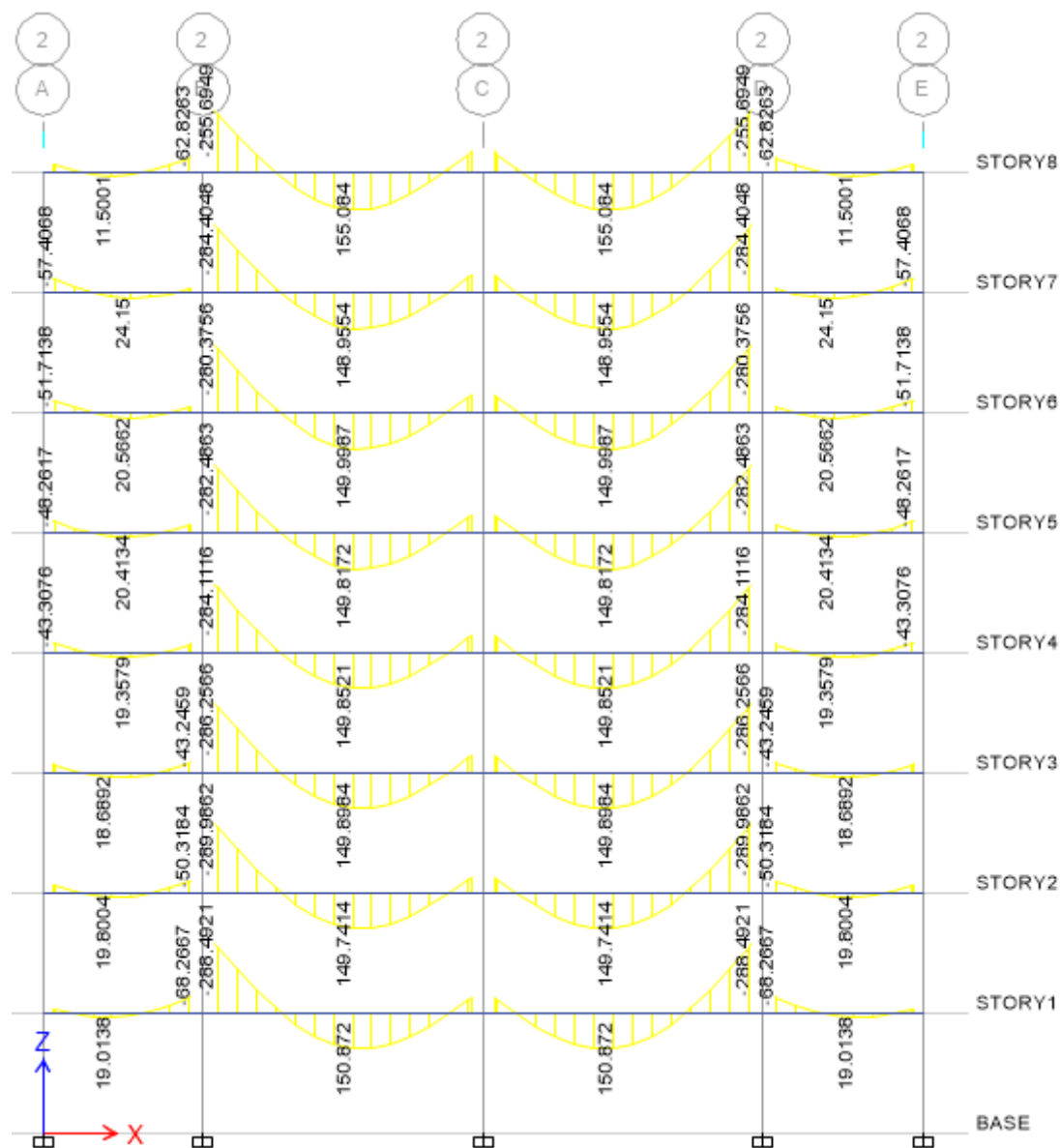


Figura 3. 18. Diagrama de eforturi din gruparea fundamentală pentru cadru longitudinal central model grindă de fundare și cedare de reazem

Pentru a vedea dacă apar eforturi suplimentare în grinzi se va calcula raportul momentelor grinzilor din gruparea GF+tasări și GF din modelul de dimensionare al elementelor.

	2A	CAMP	2B	CAMP	2C	CAMP	2D	CAMP	2E
etaj7	1.58		0.68	1.12	0.93	0.93	1.12	0.68	1.58
	1.09			1.06			1.06		1.09
etaj6	1.52		-0.46	1.10	0.88	0.88	1.10	-0.46	1.52
	1.15			1.02			1.02		1.15
etaj5	1.56		-0.02	1.10	0.88	0.88	1.10	-0.02	1.56
	1.15			1.02			1.02		1.15
etaj4	1.63		0.00	1.10	0.88	0.88	1.10	0.00	1.63
	1.16			1.02			1.02		1.16
etaj3	1.73		0.06	1.10	0.88	0.88	1.10	0.06	1.73
	1.17			1.02			1.02		1.17
etaj2	1.89		0.11	1.10	0.88	0.88	1.10	0.11	1.89
	1.20			1.02			1.02		1.20
etaj1	2.13		0.16	1.10	0.88	0.88	1.10	0.16	2.13
	1.22			1.02			1.02		1.22
Parter	3.00		0.17	1.12	0.87	0.87	1.12	0.17	3.00
	1.35			1.02			1.02		1.35

Figura 3. 19. Raportul dintre momentele efective din gruparea fundamentală+tasări și momentele din gruparea fundamentală model grindă de fundare și cedare de reazem

În urma calcului static se observă că tasarea absolută va fi egală cu 2,15 cm, aceasta fiind mai mică decât limita impusă de codul de proiectare (8 cm).

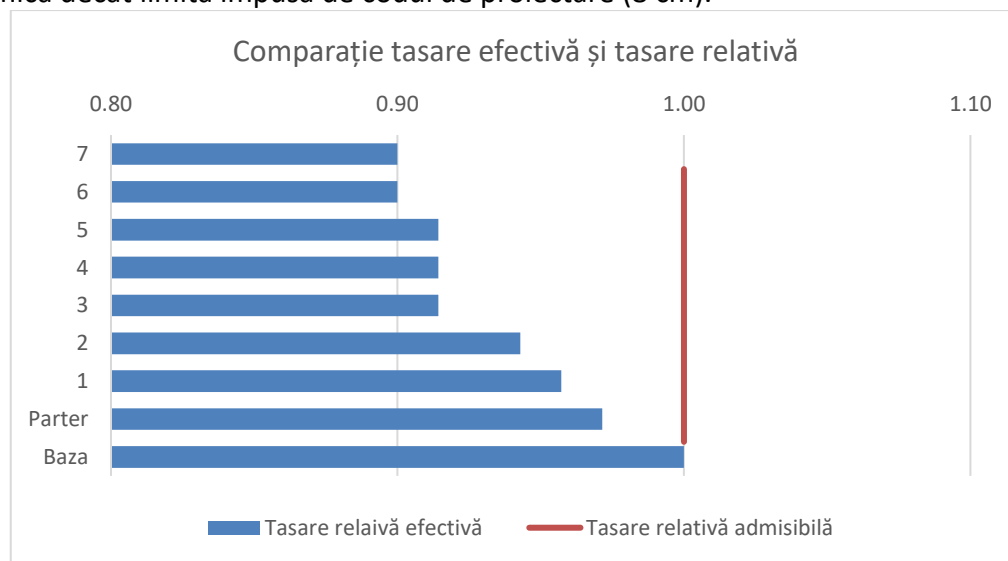


Figura 3. 20. Diagrama de tasări relative pentru fiecare nivel model grindă de fundare și cedare de reazem

Se observă din figura 3.21 că articulațiile plastice au apărut în structură chiar dacă tasarea relativă este la limita impusă de cod.

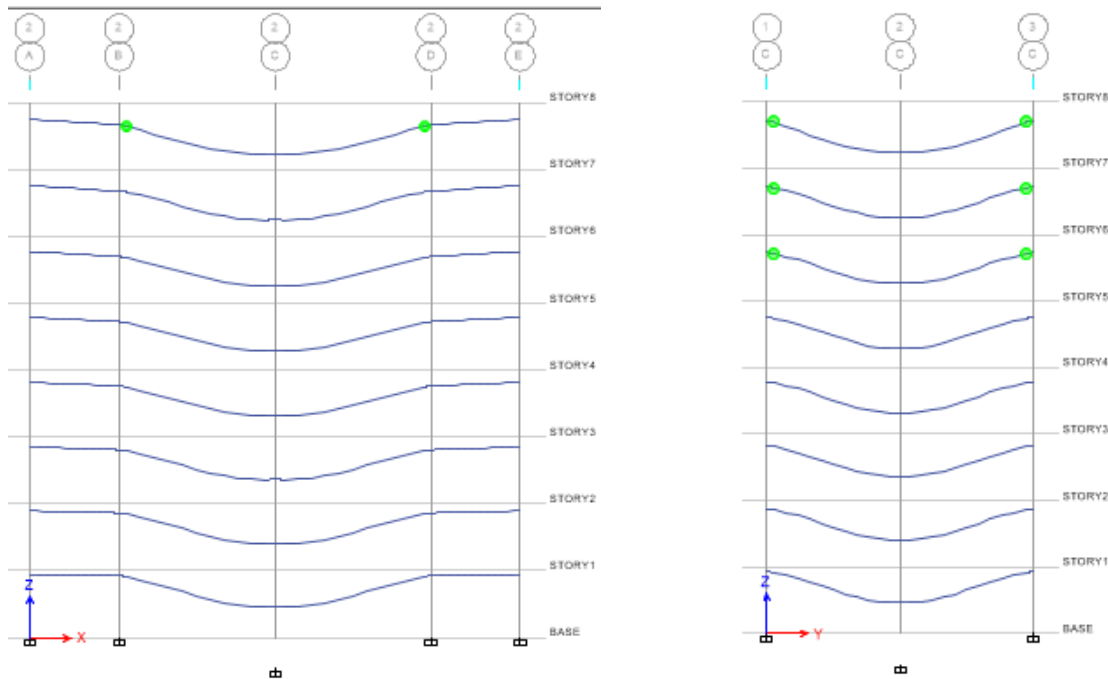


Figura 3. 21 Apariția articulațiilor plastice model grinda de fundare și cedare de reazem

Radier.

Radierul a fost predimensionat conform normativului de proiectare a fundațiilor de suprafață, având o înălțime de 80 cm. Ipoteza neuniformității terenului de sub construcție a fost păstrată. Interacțiunea dintre teren și structura a fost modelată prin resoarte, interacțiunea dintre teren și structura a fost modelată prin resoarte, având un coeficient de pat inițial de 16800 kN/m³. În figura 3.22 se prezintă diagrama de momente din gruparea fundamentală.

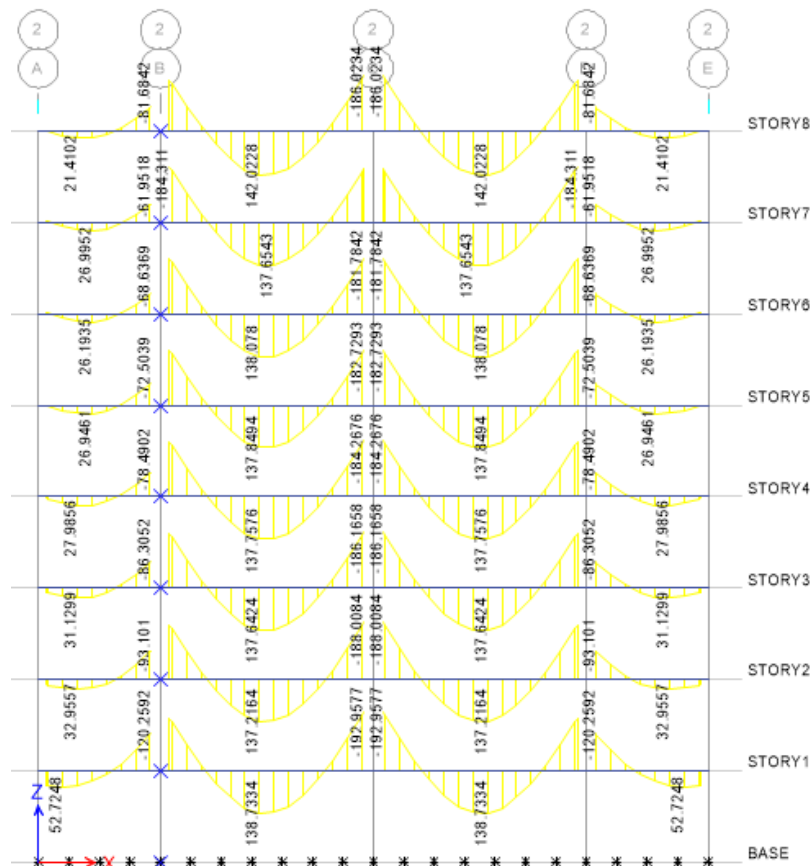


Figura 3. 22. Diagrama de eforturi din gruparea fundamentală pentru cadru longitudinal central model radier

Pentru a vedea dacă apar eforturi suplimentare în grinzi se va calcula raportul momentelor grinzilor din gruparea GF+tasări și GF din modelul de dimensionare al elementelor.

Din figura 3.22. se observă faptul că acest model se apropie foarte mult de modelul încastrat la bază.

	2A	CAMP	2B	CAMP	2C	CAMP	2D	CAMP	2E
etaj7	0.03		1.72	1.02	1.07	1.07	1.02	1.72	0.03
		0.57		1.02		1.02		0.57	
etaj6	0.17		3.38	0.97	1.04	1.04	0.97	3.38	0.17
		0.74		0.99		0.99		0.74	
etaj5	0.10		2.72	0.98	1.04	1.04	0.98	2.72	0.10
		0.71		0.99		0.99		0.71	
etaj4	0.01		2.66	0.98	1.04	1.04	0.98	2.66	0.01
		0.70		0.99		0.99		0.70	
etaj3	-0.13		2.53	0.98	1.03	1.03	0.98	2.53	-0.13
		0.63		0.99		0.99		0.63	
etaj2	-0.36		2.41	0.99	1.03	1.03	0.99	2.41	-0.36
		0.65		0.99		0.99		0.65	
etaj1	-0.61		2.29	0.99	1.02	1.02	0.99	2.29	-0.61
		0.59		0.99		0.99		0.59	
Parter	-2.47		2.31	0.99	1.02	1.02	0.99	2.31	-2.47
		0.60		0.99		0.99		0.60	

Figura 3. 23. Raportul dintre momentele efective din gruparea fundamentală+tasări și momentele din gruparea fundamentală model radier

În urma calcului static se observă că tasarea absolută va fi egală cu 1,3 cm, aceasta fiind mai mică decât limita impusă de codul de proiectare (8 cm). Din figura 3.24 se remarcă faptul că tasarea relativă se încadrează în limita impusă de cod.

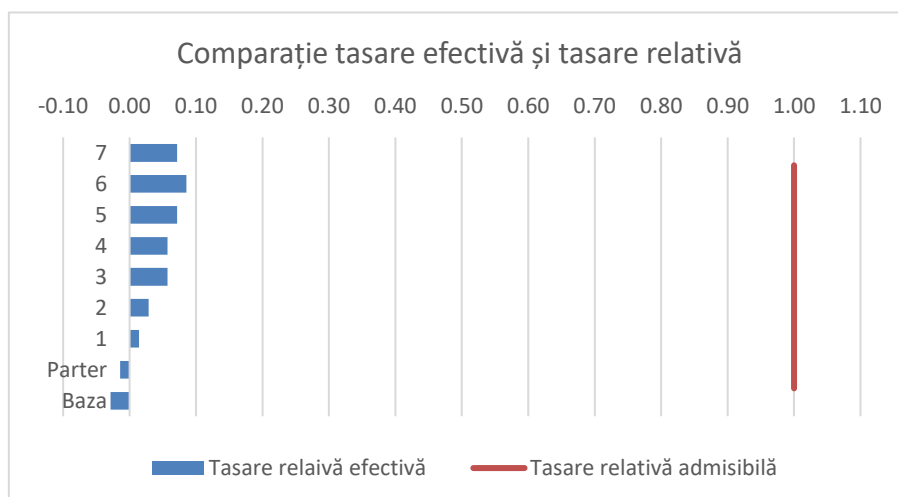


Figura 3. 24. Diagrama de tasări relative pentru fiecare nivel model radier

În figura 3.25 este prezentată o comparație între tasările relative efective și tasarea relativă admisibilă pentru diferite tipuri de soluții de fundare.

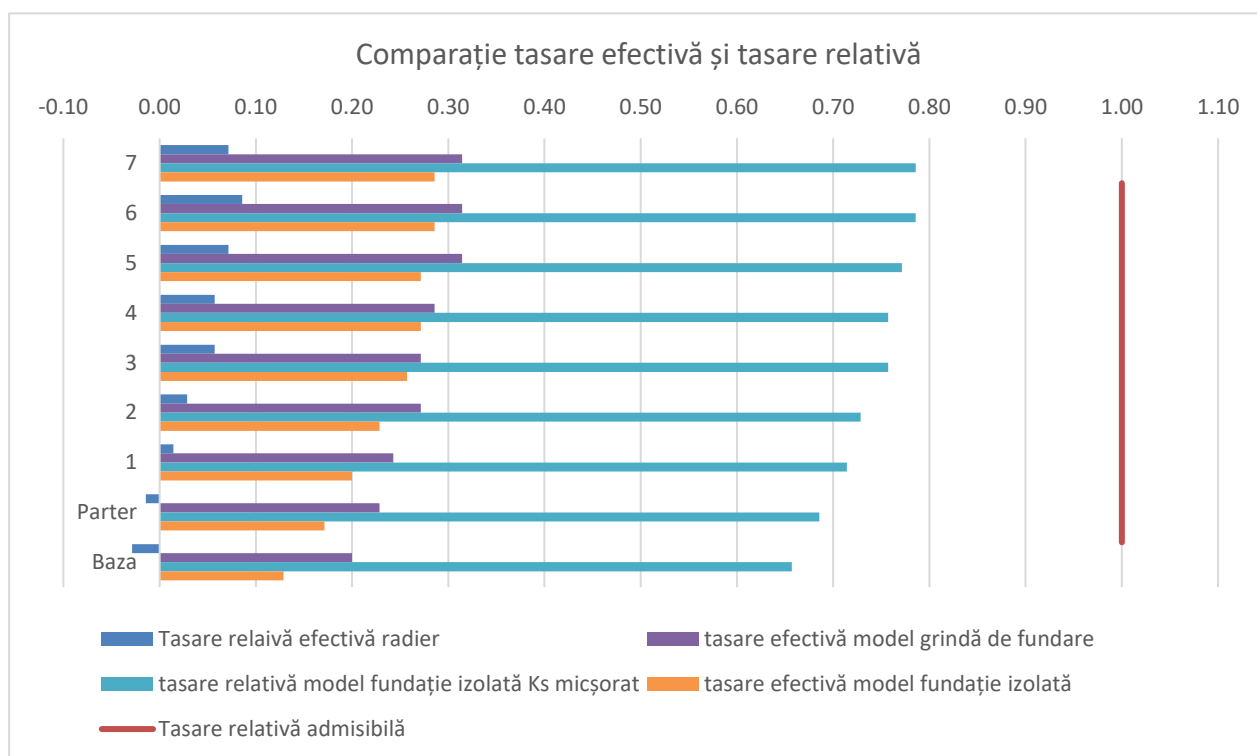


Figura 3. 25. Comparație tasări relative modele

Cap.4 Concluziile și recomandări capitolului

Din cele prezentate, prin analizele push-over, diagramele de momente și prin graficele tasărilor relative se trag următoarele concluzii:

- Studiul tasărilor este foarte important pentru că acestea pot duce la deteriorarea atât arhitecturală, cât și structurală a clădirilor de tip cadre de beton armat;
- Variația proprietăților mecanice ale solului din amplasament conduce la o tasare diferențiată. Se observă din figurile 3.6, 3.9 și 3.13 că în cazul unui teren cu proprietăți mecanice diferite tasările relative vor fi mai mari. În aceasta situație tasarea relativă se apropie de limita impusă de codul de proiectare;
- Se remarcă faptul că în structură apare o altă stare de eforturi în comparație cu modelul pe care s-a făcut dimensionarea elementelor și anume modelul cu structura încastrată la bază;
- Chiar dacă tasarea relativă este mai mică sau egală cu limita impusă de cod (1‰) se observă din figurile 3.10, 3.14 și 3.21 că în structură apar articulații plastice, în consecință degradări.
- Din figura 3.25 reiese faptul că tasarea relativă maximă apare pentru structurile cu fundații izolate, iar tasarea relativă minimă apare în cazul structurilor cu radier. Se specifică faptul că în funcție de rigiditatea fundației tasările vor fi diferite de la caz la caz.
- Reducerea tasărilor se poate realiza fie prin îmbunătățirea terenului de fundare, fie prin creșterea rigidității fundației.
- Rigiditatea structurii are un efect mare asupra tasărilor dereticate. Cu cât structura este mai rigidă cu atât tasările diferențiate vor fi mai mici.

În cazul structurilor în cadre de beton armat se recomandă studierea tasărilor diferențiate, prin intermediul interacțiunii-teren structură pentru că acestea induc o distribuție a stării de eforturi mult diferită față de un model în care nu s-a ținut cont de interacțiunea dintre teren și structură.

Bibliografie

1. Beeby, A. W. (2001). The forces in backprops during construction of flat slab structures.
2. Burland, J. B. and Wroth, C. P. (1975). Settlement of buildings and associated damage.
3. Constantin Ionescu, Teoria sistemelor de rezemare pe medii deformabile
4. CR-1-1-3-2012 – Cod de proiectare evaluarea acțiunii zăpezii asupra construcțiilor
5. CR-1-1-4-2012 – Cod de proiectare evaluarea acțiunii vântului asupra construcțiilor
6. Gerrit Smit, The behaviour of modern flexible framed structures undergoing differential settlement, August 2010
7. Institution of Structural Engineers (1978, 1989 and 2000). *Structure-soil interaction. A state of the art report*. Revised and extended in 1989, 2nd edition August 2000, The Institution of Structural Engineers, London.
8. Institution of Structural Engineers (1994). *Subsidence of low rise buildings*. The Institution of Structural Engineers, London
9. Kumar, S. (2002). Live loads in office buildings: point-in-time load intensity.
10. Lungu Irina, A. Stanciu, *Fundații*, Editura Tehnică, București, 2006
11. NP 123-2013 Normativ privind proiectarea fundațiilor de suprafață
12. P100-1 2013 – Cod de proiectare seismică
13. Phoon, K. and Kulhawy, F. H. (1999). Characterization of geotechnical variability.
14. Rădulescu Nicoleta, Interacțiunea teren structură, note de curs, 2015
15. Skempton, A. W. and MacDonald, D. H, The allowable settlement of buildings.
16. SR EN 1990-2004 – Bazele proiectării structurilor
17. SR EN 1991-1-1-2004 – Acțiuni asupra construcțiilor
18. SR EN 1992-1-1-2004 – Proiectarea structurilor de beton
19. SR EN 1997-1-2004 – Proiectarea geotehnică
20. SR EN 1998-1-2004 – Proiectarea structurilor pentru rezistența la cutremur
21. Terzaghi, K. (1935). The actual factor of safety in foundations
22. Terzaghi, K. (1955). Influence of geologic factors on the engineering properties of sediments.
23. http://issuu.com/revistaconstrucțiilor/docs/rc_nr_99_decembrie_2013
24. www.civilengineeringdiscoveries.wordpress.com