



"NDËRTIMI I RRJETIT TË UJESJELLSIT PËR ZONEN E SHIROKËS, BASHKIA SHKODËR"

FAZA V: PROJEKT ZBATIM
RAPORT KONSTRUKTIV
DEPO 50M3 SHIROKE

Përgatitur nga:

"GJEOKONSULT & CO" shpk



Ref N°:

REF- 03073-04 -30 -2024

Autoriteti Kontraktues:

AKUK

PËRSHKRIM I PËRGJITHSHËM

Fshati Shirokë ndodhet në bregun jugor të liqenit të Shkodrës, afërsisht 1.50 km në perëndim të pikënisjes së lumit Buna. Shtëpitë dhe ndërtesat e tjera (si hotele, restorante, kafe-bare etj.) në fshatin Shirokë ndodhen në shpatin e malit të Taraboshit ose në fund të tij, pranë rrugës kryesore në bregun e liqenit. Këto ndërtesa shtrihen nga lartësia rreth 8 – 10 m mbi nivelin e detit pranë rrugës kryesore deri në lartësinë afro 90 m mbi nivelin e detit në shpatin e malit.





KUSHTET SIZMIKE TË SHESHIT TË NDËRTIMIT

Ne baze te studimeve te kryera u ndertua nje model sizmostratigrafik 1D njedimensional i perbere nga shtresa pianoparalele me rigideze reciproke.

Modeli gjeoteknik i sheshit te ndertimit u perpilua duke u mbeshtetur ne te dhenat gjeologojnzhinierike dhe ne vlerat e shpejtesive te valeve sizmike te percaktuara per formacionet e sheshit te ndertimit. Modeli gjeoteknik i ketij sheshi ndertimi u percaktua si nje model shtresor ne perputhje me te dhenat gjeologojnzhinierike dhe vleresimet tona per shpejtesite e valeve sizmike terthore.

Ne perputhje me keto kerkesa per klasifikimin e trojeve sipas EC8 dhe bazuar ne parametrat e llogaritur mund te vleresojme se parametri VS30 me ane te metodes MASW

Mund te themi se varianti me i preferuar dhe qe rekomandohet per projektin e objektit ne kete shesh ndertimi eshte perdorimi i kurbes spektrale te normalizuar sipas EC8 me keto parametra:

$$a_{\max} = 0.25 \cdot g,$$

Tabela 3.1: Tipet e truallit

Tipi i truallit	Pershkrimi i profilit stratigrafik	Parametrat		
		$v_{s,30}$ (m/s)	N_{SPT} (goditje/30 cm)	c_u (kPa)
A	Shkemb ose formacion tjetër gjeologjik i ngjashëm me shkemb, duke përfshirë të shumtën 5m material të dobët në sipërfaqe	> 800	-	-
B	Depozita me rërë shumë të ngjeshur, zhavor ose argjile shumë të ngurta, të pakten me disa dhjetra metra trashësi, të karakterizuara nga një rritje graduale e karakteristikave mekanike, me rritjen e thellesisë	360-800	> 50	> 250
C	Depozitime të thella me rërë të ngjeshur, ose gjysem të ngjeshur, zhavorr ose argjile të ngurta me trashësi nga disa dhjetra në disa qindra metra	180-360	15-50	70-250
D	Depozitime tokash të palidhura deri gjysem të palidhura (me ose pa disa shtresa të buta lidhëse kohezive), ose tokash që janë në masën mbizotëruese të buta (të dobëta) deri në të forta të lidhura	< 180	< 15	< 70
E	Një profil toke (trualli) që ka një shtresë sipërfaqësore aluvionesh me vlerë v_s të tipit C dhe D dhe trashësi që ndryshon midis rreth 5 m dhe 20 m, e vendosur mbi një material të ngurtë mbështetës me $v_s > 800$ m/sek			
S_1	Depozitime që kanë ose përmbajnë një shtresë prej të pakten 10m trashësi-argjila/lymra të buta me tregues (indeks) të lartë plasticiteti (PI>40) dhe nivel të lartë ujërash nëntokësore	< 100 (indikative)	-	10-20
S_2	Depozitime tokash (trojesh) të lengezueshme, prej argjilash të ndjeshme (të dobëta) ose me çdo profil tjetër toke (trualli) që nuk përfshihet në tipet A-E ose S_1			

PROJEKTIMI STRUKTUROR

Në këtë kapitull të relacionit, do të paraqitet në mënyrë të detajuar gjithçka që është konsideruar në projektimin e strukturës së objektit.

KODET E PROJEKTIMIT, NORMAT DHE STANDARDET

Projektimi i strukturës është mbështetur në principet dhe rekomandimet e Kushteve Shqiptare të Projektimit (ende në ligjërish në fuqi), por më së shumti në principet dhe rekomandimet e kodeve strukturore europiane. Më konkretisht:

➤ Kushtet Teknike të Projektimit KTP-1978

➤ Eurokodet

- EN 1990 - Eurocode 0 - Basis of Structural Design - Bazat e projektimit strukturor.
- EN 1991 - Eurocode 1 - Actions on structures - Veprimet në struktura.
- EN 1992 - Eurocode 2 - Design of concrete structures - Projektimi i strukturave beton-arme.
- EN 1993 - Eurocode 3 - Design of steel structures - Projektimi i strukturave prej çeliku.
- EN 1997 - Eurocode 7 - Geotechnical design - Projektimi gjeoteknik.
- EN 1998 - Eurocode 8 - Design of structures for earthquake resistance - Projektimi i strukturave antisizmike.

MATERIALET

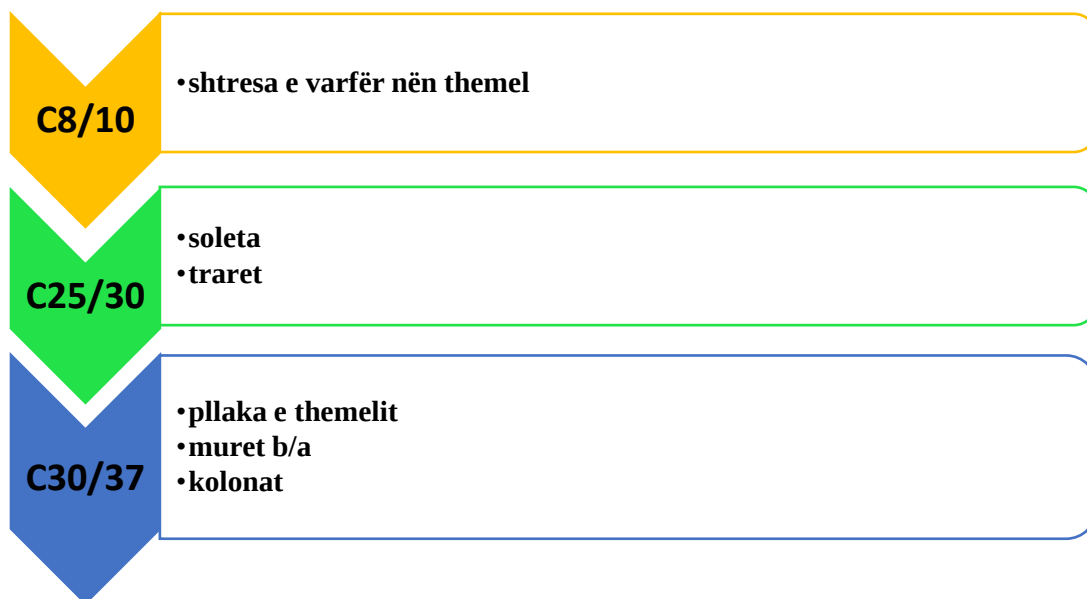
Materialet që do të përdoren për realizimin e strukturës beton/arme janë në përputhje me rekomandimet e Eurokodit 2, EN 1992-1.1, Section 3, dhe Eurokodit 8.

➤ Betonet

Betoni që do të përdoret për elementët e strukturës do të jetë i klasave të ndryshme të rezistencës dhe konsistencës, në funksion të elementeve strukturorë. Në çdo rast, klasa e betonit duhet të respektohet rigorozisht, sipas shënimeve teknike që shoqërojnë çdo flete të projektit të zbatimit.

Përveç klasës referuar rezistencës, betoni duhet të respektojë edhe klasën e konsistencës si dhe të ekspozicionit. Konsistenca është një parametër shumë i rëndësishëm i betonit dhe përgjithësisht shpreh gjendjen e betonit të freskët, ose më saktë akoma “rrjedhshmërinë” e betonit të freskët.

Shpesh konsistenca identifikohet edhe me “punueshmërinë” e betonit, pavarësisht se nuk është e njëjta gjë, dhe betone me konsistencë të njëjtë mund të kenë edhe shkallë të ndryshme punueshmërie. Matja e konsistencës rekomandohet të bëhet në terren, me anë të konit standard (baza e madhe 203mm, baza e vogël 102mm, lartësia 305mm) (metoda Abrams). Në bazë të Standardit European EN 206-1:2000, dallohen pesë klasa të konsistencës së betonit.



Tab. 1: Klasat e konsistencës së betonit

<i>Klasa e konsistences</i>	<i>Ulja e konit (mm)</i>
<i>S1</i>	10 - 40
<i>S2</i>	50 - 90
<i>S3</i>	100 - 150
<i>S4</i>	160-210
<i>S5</i>	≥220

Për elementet strukturorë, rekomandohen këto klasa të konsistencës:

- themelet - Klasa S2
- trarët e themeleve - Klasa S2
- kolonat - Klasa S3
- trarët - Klasa S3
- soletat - Klasa S3

Përsa i përket klasës së ekspozicimit, rekomandohet sa më poshtë :

- themelet - Klasa XC2
- trarët e themeleve - Klasa XC2
- kolonat - Klasa XC1
- trarët - Klasa XC1
- soletat - Klasa XC1
- betoni i varfër - Klasa X0

➤ Çeliku

Çeliku i ndërtimit që do të përdoret për të armuar elementët e strukturës, do të jetë i klasës B ose C, sipas Eurokodit 2, por në çdo rast nuk mund të jetë më pak se klasa B. Shufrat duhet të jenë të viaskuara në mënyrë që të rritet aderenca me betonit. Rekomandohet prodhim italian ose grek, p.sh. Sidenor - zgjedhja mbetet përgjegjësi e investitorit.

S500s

•për të gjithë elementët beton/arme të strukturës

KËRKESAT PËR STRUKTURAT NË LIDHJE ME VEPRIMIN

SIZMIK

Struktura e objektit është projektuar në mënyrë që të kënaqë kërkesat e mëposhtme.

Kërkesa e mos-shembjes (No-collapse requirement)

Si kriter projektimi që i përgjigjet kësaj kërkesë është mundësia e përballimit të një tërmeti të fortë dhe relativisht të fortë që mund të ndodhë gjatë jetëgjatësisë së projektuar të objektit, në mënyrë të tillë që të mos ketë dëmtime strukturore si përmbysje, rrëshkitje, shëmbje, shkatërrime globale apo lokale të strukturës, që do të ishin të rrezikshme sidomos për sigurinë e njerëzve. Projektimi duhet të sigurojë atë që, pas tërmetit, struktura të ruajë akoma integritetin e saj dhe kapacitet mbajtës të konsiderueshëm (të lejojë rikonstrukcion nëse kjo sipërmarrje gjykohet teknikisht dhe ekonomikisht e mundur).

Tërmeti korrespondues i kësaj kërkesë cilësohet si "tërmet projektimi", (shiko Kapitullin 3, PNCR=10% në 50 vjet, dhe TNCR=475 vjet), kurse niveli i projektimit që u referohet kriterëve të mësipërme njihet me emërtimin "Projektim sipas gjendjes së fundme kufitare", për shkurt ULS (Ultimate Limit State).

Sipas kësaj kërkesë bazë, sistemi struktural duhet të verifikohet përsa i përket aftësisë mbajtëse dhe kapacitetit shuarës (disipues) të energjisë sizmike, karakteristika këto të lidhura me shfrytëzimin e mundshëm të reagimit jolinear të elementëve strukturalë.

Kërkesa e kufizimit të dëmtimeve (Damage limitation requirement)

Struktura duhet të projektohet dhe ndërtohet e tillë që një veprim sizmik, i cili kundrejt veprimit sizmik projektues, ka një probabilitet më të madh që të ndodhë, ajo ta përballojë pa pësuar dëmtime dhe kufizime përkatëse në përdorim (funksionalitet), kostoja e të cilave do të ishte shumë e lartë në krahasim me koston e vetë strukturës.

Veprimi sizmik që duhet të merret parasysh për "Kërkesën e kufizimit të dëmtimeve" ka këto karakteristika: PDLR=10% në 10 vjet, dhe TDLR=95 vjet.

P - probability of exceedance - probabiliteti i ndodhjes;

T - return period - perioda e rikthimit.

FAKTORI I RËNDËSISË

Tab. 2: Vlerat e faktorit të rëndësisë së strukturave

KATEGORIA	OBJEKTET	γ^I
I	Objekte me rendesi te vogel ne lidhje me jeten e njerezve (depo, stalla, etj).	0,8
II	Objekte te zakonshme qe nuk perfshihen ne kategorite e tjera.	1,0
III	Objekte, demtimi apo shembja e te cilave, do te kishte pasoja te medha ne jete njerezish (shkollat, teatrot)	1,2
IV	Objekte, funksionimi i se cilave gjate dhe mbas termetit ka rendesi themelore per mbrojtjen civile (spitalet repartet zjarrfikese, etj).	1,4

Sipas EC8 [17], ndërtesat do të klasifikohen në 4 kategori apo “klasa rëndësie”, në varësi të pasojave për rrezikimin e jetës së njerëzve nga shembja apo dëmtimi i madh i tyre, të rëndësisë që mund të kenë për sigurinë publike dhe për mbrojtjen civile në periudhën imediate mbas tërmeteve, si dhe në varësi të pasojave ekonomike dhe sociale për shkak të shembjes së mundshme apo dëmtimit të madh të tyre. Në tabelën 2 jepen vlerat e “faktorit të rëndësisë” në funksion të kategorive të objekteve.

Në rastin e strukturës së projektuar, vlera e faktorit të rëndësisë lidhet me kategorinë e dytë të cilësuar më sipër, pra ka vlerën 1.0.

Tab. 2: Treguesi i jetëgjatësisë projektuese (indicative design working life)

Kategoria e jetëgjatësisë projektuese	Treguesi i jetëgjatësisë projektuese (vite)	Shembuj
1	10	Struktura të përkohëshme (1)
2	10 deri 25	Pjesë strukturore të zëvendësueshme (p.sh. trarë vinç-ure, aparate)
3	15 deri 30	Struktura bujqësore dhe të ngjashme
4	50	Struktura ndërtimi dhe struktura të tjera të zakonshme
5	100	Struktura ndërtimi monumentale, ura, etj.

(1) Këshillohet që strukturat apo pjesët e strukturave që çmontohen me qëllim ripërdorimin, të mos konsiderohen si të përkohëshme.

Në terma të jetëgjatësisë për të cilën është projektuar struktura, e shprehur kjo në vite, mund të themi se ajo bën pjesë në Kategorinë 4, sipas tabelës së mësipërme [17].

KLASA E DUKTILITETIT TË STRUKTURËS

Duktiliteti i elementëve strukturalorë dhe strukturave në terësinë e tyre, konsiderohet sot si një faktor i rëndësishëm për vlerësimin e kapaciteteve që ato posedojnë për përballimin e ngarkesave të ndryshme, në veçanti veprimeve sizmike. Duktiliteti dallohet nga soliditeti apo rezistenca, por në thelb, edhe duktiliteti konceptohet si një cilësi apo aftësi për të ofruar qëndrësë (rezistencë) ndaj veprimeve të jashtme, veçse jo në stadin elastik por në atë plastik (inelastik) të deformimeve. Pra, për elementët apo strukturat që kanë këtë aftësi, d.m.th që mund të përballojnë deformime inelastike, jolineare, pa reduktime të konsiderueshme të aftësisë mbajtëse (kapacitetit) të tyre, thuhet se ato janë duktile/ kanë

duktilitet. Si i tillë, duktiliteti është i lidhur me karakteristikat elasto-plastike të materialeve ndërtimore si dhe me mënyrën e reagimit inelastik të strukturave.

Strukturat beton/arme mund të projektohen për këto klasa duktiliteti:

- **DCL** - Klasa “L” (loë - e ulët) e duktilitetit, u korrespondon strukturave të projektuara sipas EC2, por me disa plotësime për të theksuar duktilitetin që zotërojnë;
- **DCM** - Klasa “M” (medium - e mesme) e duktilitetit, u korrespondon strukturave të projektuara sipas disa përcaktimeve të posaçme të cilat i japin atyre aftësi për t'u futur ndjeshëm në fazën inelastike, pa pësuar deformime apo dëmtime amorfe.
- **DCH** - Klasa “H” (high - e lartë) e duktilitetit, u korrespondon strukturave të cilat projektohen në mënyrë të tillë që të sigurohet zhvillimi i deformacioneve post-elastike dhe konsumi/disipimi më i madh i mundshëm i energjisë sizmike si rezultat i mekanizmave përshtatshmërisht të zgjedhur.

Nisur nga fakti që në vendin tonë por jo vetëm, mundësia e realizimit të saktë të punimeve specifike dhe të komplikuara është e vogël, paraqitet i vështirë realizimi i strukturave me “DCH”, prandaj tentohet që të paktën të arrihet klasa e mesme e duktilitetit **“DCM”**, dhe kjo klasë është pranuar edhe për strukturën e projektuar, objekt i këtij relacioni.

SISTEMI STRUKTUROR

Në vijim paraqitet modeli numerik i strukturës ku mund të vërehet edhe sistemi strukturor. Praktikisht mund të flitet mirëfilli për një sistem të lexueshëm, nisur edhe nga projekti arkitektonik, pra kemi të paraqitur një sistem strukturor mure beton arme. Elementët vertikalë janë kolonat K40x40cm (C30/37) të cilat do të lidhen me sistem muresh T40cm (C30/37). Ndërkohë, hapësira mbulohet nga një soletë monolite (C25/30) T20cm, e cila do të jetë e pashfrytëzueshme. Themeli i përzgjedhur është themel tip pllake (C30/37) T40cm. Struktura paraqitet mjaft e shtangët referuar këtyre të fundit.

ELEMENTËT STRUKTURORË & JO-STRUKTURORË

Elementët strukturorë paresorë

Dimensionimi i elementëve strukturorë parësorë është bërë për klasën e mesme të duktilitetit. Për këtë qëllim janë zbatuar parimet dhe rekomandimet e EC8 dhe në veçanti çështja EN 1998-1, 5.4. Më poshtë do të diskutohet mbi:

- themelet
- kolonat
- trarët
- nyjet
- soletat

Themelet

Eurokodi 8, (EC8), nuk paraqet kërkesa specifike për themelet, por patjetër dikton në parim faktin që ky element në tërësi, duhet të qëndrojë në fazën elastike të punës edhe gjatë lëkundjeve sizmike.

Përmasimi i themeleve bëhet në baze të rregullave të Eurokodit 2 (EC2), duke plotësuar kontrollet e nevojshme, jo vetëm referuar kushtit në perkulje, por edhe atij në shpim (shear punching).

Kolonat

Kolonë, do të quhet një element strukturor (në përgjithësi vertikal), që përballon ngarkesat vertikale peshë shtypëse, ose që i nënshtrohet një force aksiale të normalizuar të llogaritjes:

$$\nu_d = \frac{N_{Ed}}{A_c f_{cd}} > 0.1$$
$$\nu_d \leq 0.65 \text{ (per DCM)}$$
(4.3)

Me përjashtim të rasteve kur:

$$\theta \leq 0.1 \left(\theta = \frac{P_{tot} \cdot d_r}{V_{tot} \cdot h} \right)$$
(4.4)

θ --- koeficienti i ndjeshmerise se zhvendosjes relative te kateve;

P_{tot} --- forca e rendeses totale deri siper katit te konsideruar ne fazen e llogaritjes sizmike;

d_r --- zhvendosja relative e llogaritjes;

V_{tot} --- forca prerese totale e katit;

h --- lartesia e katit.

do të duhej që, referuar përkuljes brenda një plani paralel me përmasën e konsideruar të kolonës, përmasat e seksioneve tërthore të kolonave parësore sizmike të mos jenë me të vogla se një e dhjeta e largësisë më të madhe midis pikës së kontrafleksionit (infleksionit) dhe skajeve të kolonave. Në çdo rast gjerësia minimale është 25cm.

Trarët

Trarët, duhet të dimensionohen në mënyrë të tillë që të garantohet reagimi i tyre në përkulje/prerje dhe njëkohësisht transmetimi (transferimi) efektiv i momenteve në kolona/mure. Pozicionimi i tyre duhet të jetë i tillë që të kufizohet jashtëqendërsia e vlerësuar si distanca interaksiale tra-kolonë (për muret nuk shtrohet ky problem). Konsiderohet se kënaqja e rregullit të cilësuar është e plotësuar kur kufizohet largësia midis akseve në më pak se “ $b_c / 4$ ”, ku “ b_c ” është përmasa e seksionit tërthor të kolonës normal me aksin gjatësor të traut. Për të përfituar nga efekti i favorshëm i shtypjes së kolonës për aderencën e shufrave horizontale që kalojnë nëpër nyje, gjerësia” b_e “e një trau parësor sizmik duhet të kënaqë kushtin:

$$b_w \leq \min(b_c + h_w; 2b_c)$$
$$h_w \text{ --- lartesia e traut paresor sizmik}$$
(4.5)

Gjithashtu, për trarët parësorë rekomandohet të respektohen kushtet:

$$h = \left(\frac{1}{8} \div \frac{1}{12} \left(\frac{1}{15} \right) \right) l \wedge b = \left(\frac{1}{2} \div \frac{1}{3} \right) l$$
(4.6)

Soletat

Soletat duhet të plotësojnë kriteret e nevojshme për të mundësuar aftësinë e duhur mbajtëse në përkulje por edhe sjelljen diafragmatike.

1.1.1.1 Nyjet

Nyjet tra-kolonë apo tra-mur, nuk përbëjnë një element mirëfilli strukturor në kuptimin e elementëve të tjerë. Por pavarësisht kësaj, rëndësia e tyre është mjaft e madhe dhe trajtimi i saktë lidhet ngushtë me reagimin e strukturës dhe performancën e saj. Rekomandimet e kodeve asizmike por jo vetëm theksojnë faktin se nyjet e strukturës duhet të punojnë vetëm brenda stadiit elastik, me përjashtim të rasteve kur detajohen qëllimisht për një sjellje të ndryshme. Këto rekomandime do të paraqiten në vijim në kapitullin që flet për detajimin e elementëve të strukturës.

1.1.1.2 Komente mbi elementet strukturore

Trajtimi relativisht i detajuar më sipër lidhur me elementët strukturorë, konkludon në sa më poshtë:

- Themelet do të realizohen tip pllake me trashësi 40cm. Nën themel do të vendoset një shtresë betoni të varfër C8/10 prej 10cm.
- Kolonat do të realizohen me seksion (40x40)cm, seksion i cili nuk do ndryshoj në përmasa gjatë lartësisë së strukturës, sërish referuar kërkesave për të garantuar reagimin e mirë të soletës e cila mbulon hapësirë drite të madhe.
- Muret do të jenë me trashësi 40cm – trau në zonën e hyrjes i mbështetur në dy kollonat e Aksit A-A. Është treguar kujdes në lidhje me pozicionimin e tyre në lidhje me kolonat për të shmangur veprimin e ngarkesave që ata transmetojnë me jashtëqendërsi.
- Soleta do të realizohet monolite me trashësi 20cm.

1.1.2 Elementët strukturorë dytësorë

Si elementë strukturorë dytësorë mund të konsiderohen ato kolona apo trarë të struktures të cilët konsiderohen si elementë “sekondare” sizmike, duke mos qenë pjese e sistemit strukturor rezistues.

Aftësia mbajtëse e këtyre elementëve referuar veprimit sizmik duhet të neglizhohet, dhe si pasojë detajimi i tyre nuk ka nevojë të ndjekë rregullat që ndiqen për elementet parësore sizmike (elementet strukturorë). Sidoqoftë, lidhja e tyre me strukturën duhet të jetë e tillë që të mundësojë transmetimin e ngarkesave peshë gjatë zhvendosjeve të mundshme për shkak të veprimit sizmik më të pafavorshëm.

Elementet jo-strukturorë nuk duhet të kenë shtangësi lidhur me veprimet e forcave anësorë më të madhe se 15% të shtangësisë totale që mundeson sistemi strukturor. Klasifikimi i disa elementeve në jo-strukturorë, nuk mund të ndryshojë klasifikimin e strukturës në lidhje me rregullsinë e saj.

Struktura në fjalë është projektuar me fuge në zonën e vecimit të dhomes teknike nga dhoma e ujit, pasi uljet e tyre do të jenë të ndryshme për shkak të ngarkesave që do të perballojnë.

Në rastin e struktures në fjalë nuk ka elementë strukturorë dytësorë.

1.1.3 Elementët jo-strukturorë

Si elementë jo-strukturorë sipas EN 1998-1, 4.3.5, do të konsiderohen parapetet, antenat e vendosura, sistemet elektro-mekanike, sisteme levizëse-transportuese vertikale apo horizontale,

etj, të cilët në rast shkatërrimi të mundshëm, mund të shkaktojnë dëme në njerëz apo të ndikojnë në sjelljen e strukturës.

Këta elementë duhet të verifikohen së bashku me mbështetjet e tyre në mënyrë që të rezistojnë gjatë veprimit sizmik.

Për elementët jo-strukturorë të një rëndësie të veçantë apo natyre të tillë, analiza sizmike duhet të kryhet duke u mbështetur në një model sa më real të strukturës dhe duke përdorur një spektër reagimi të përshtatshëm i cili derivon nga spektri i reagimit i përdorur për llogaritjen e strukturës në tërësi. Në raste të tjera, mund të lejohen thjeshtime të kësaj analize.

1.1.4 Rregulla lidhur me muraturën mbushëse

Këto rregulla të EN 1998-1, 4.3.6.1, aplikohen kryesisht për sistemet strukturorë tip ramë apo duale me ramë ekuivalente, por sidoqoftë një pjesë e tyre mund të jenë me vlerë për t'u konsideruar edhe për projektimit e sistemeve të tjera strukturore, sidomos në rastet kur ndarja ndërmjet sistemit dual me ramë ekuivalente dhe atij me mur ekuivalent është mjaft e diskutueshme. Në fokus të rregullave janë panelet mbushëse të realizuara me muraturë, kryesisht me tulla qeramike parregullsinë në plan lidhur me muraturën mbushëse.

NGARKESAT DHE VEPRIMET

Ngarkesat dhe veprimet janë shkaqet nga të cilët mund të lindin sforcime, deformime, vibrime, etj. në elementët e strukturës dhe/ose në strukturën në tërësi.

1.1.5 Klasifikime thelbësore të ngarkesave

Me termin "ngarkesë" nënkuptohen veprimet e drejtpërdrejta, domethënë forcat e përqëndruara dhe të shpërndara që veprojnë mbi strukturë, ndërsa me termin "veprim" nënkuptohen veprimet e tërthorta që bëhen shkak për lindjen e forcave të brendshme, sforcimeve dhe/apo deformimeve, si p.sh deformimet nga ndryshimet e temperaturës, deformimet nga ulja dhe tkurrja e betonit, çedimet e themeleve, veprimi sizmik që i dikton strukturës shpejtime (pra edhe forca inerciale) si rezultat i bashkëveprimit truell-strukturë, etj.

1.1.6 Ngarkesat e përherëshme

Ngarkesat e përherëshme që veprojnë në strukturë janë kryesisht ngarkesat peshë të elementëve strukturorë dhe jo-strukturorë, duke përfshirë këtu edhe peshën e elementëve të rifiniturës, paneleve të muraturës apo edhe të elementëve të tjerë që mundësojnë funksionimin e objektit, të lidhur me strukturën.

Emërtimi	Trashësia (m)	Pesha volumore (kN/m ³)	Pesha (kN/m ²)
Hidroizolim	0.015	14.0	0.21
Llaç Çimento	0.02	20.0	0.40
Beton per pjerresi	0.06	10.0	0.60
Polisterol	0.08	6.4	0.51
Soletë C25/30	0.2	25.0	5.00
Suvatim i brendshem	0.015	18	0.27
			6.99

Tab. 4: Pesha njësi e soletës monolite, t=20cm

1.1.7 Ngarkesat e përkohëshme

Ngarkesat e përkohëshme që veprojnë në strukturë janë kryesisht ngarkesat peshë të shfrytëzimit të strukturës (por me natyrë të përkohëshme).

Table 6.9 - Categorization of roofs

Categories of loaded area	Specific Use
H	Roofs not accessible except for normal maintenance and repair.
I	Roofs accessible with occupancy according to categories A to $\boxed{AC_1}$ G $\boxed{AC_1}$
K	Roofs accessible for special services, such as helicopter landing areas

Table 6.10 - Imposed loads on roofs of category H

Roof	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]
Category H	q_k	Q_k
NOTE 1 For category H q_k may be selected within the range 0,00 kN/m ² to 1,0 kN/m ² and Q_k may be selected within the range 0,9 kN to 1,5 kN.		

➤ Taraca është projektuar për kategorinë H me intensitet ngarkimi $q_k=1.0\text{kN/m}^2$.

VEPRIMI SIZMIK

Për ndërtesat me lartësi deri në 40 m, vlera T_1 (në sek) mund të llogaritet në mënyrë të përafëruar nëpërmjet shprehjes vijuese :

$$T_1 = C_t * H^{3/4} = 0.085 * 5.2^{3/4} = 0.293 \text{ sek}$$

ku :

H Lartësia e ndërtesës, në m, matur nga themeli ose nga kreu i një bazamenti të ngurtë (rigjid).

C_t

- 0,085 për ramat metalike hapsinore me një bashkuese që u rezistojnë momenteve
- 0,085 për ramat betonarme hapsinore me një që u rezistojnë momenteve dhe për ramat metalike me kontraventime ekscentrike ; (—eccentrically braced steel frames).
- 0,050 për struktura të tjera

1.1.8 Spektri elastik

Table 3.2: Values of the parameters describing the recommended Type 1 elastic response spectra

Ground type	S	$T_B(s)$	$T_C(s)$	$T_D(s)$
A	1,0	0,15	0,4	2,0
B	1,2	0,15	0,5	2,0
C	1,15	0,20	0,6	2,0
D	1,35	0,20	0,8	2,0
E	1,4	0,15	0,5	2,0

Në vijim paraqitet spektri elastik i reagimit për:

- **Truall të kategorisë D**
- **PGA=0.25g**
- **S=1.35**
- **TB(s)=0.2 sek**
- **TC(s)=0.8 sek**
- **TD(s)=2. sek**

dhe bazuar në shprehjet e përcaktuara në Eurokodin 8, EN 1998-1, 3.2.2.2, të referuara në studimin sizmik si “formulat (3-6)”.

$$0 \leq T \leq T_B : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 2.5 - 1) \right] \quad (4.7)$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2.5 \quad (4.8)$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2.5 \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right] \quad (4.9)$$

$$T_D \leq T \leq 4.0s : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2.5 \cdot \left[\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right] \quad (4.10)$$

Nga parametrat e pranuar referuar veprimt sizmik, vërehet se kemi të bëjmë me spektër reagimi të Tipit I (Magnitudë $M < 5.5$ sipas shkallës Richter).

1.1.9 Spektri i projektimit

Spektri i projektimit do të ndërtohet bazuar në shprehjet e përcaktuara në Eurokodin 8, EN 1998-1, 3.2.2.5 [17].

$$0 \leq T \leq T_B : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{2.5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad (4.11)$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \quad (4.12)$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad (4.13)$$

$$T_D \leq T : S_d(T) \begin{cases} a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \left[\frac{T_c \cdot T_D}{T^2} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad (4.14)$$

Në këto shprehje, parametri “q” shpreh të ashtuquajturin “faktor të sjelljes” së strukturës, apo “duktilitetin e strukturës”. Ky faktor përcaktohet në Eurokodin 8, EN 1998-1, 5.2.2.2, në funksion të klasës së duktilitetit të strukturës dhe sistemit strukturor.

Për strukturat e parregullta në lartësi, faktori bazë i sjelljes reduktohet me 20%, ndërsa për strukturat e parregullta në plan, vlera e faktorit bazë të sjelljes, do të përcaktohet si mesatare e vlerës së dhënë në tabelën 4.6.2-1, me vlerën njësi (1.0).

KOMPONENTET E VEPRIMIT SIZMIK

1.1.10 Komponentet horizontale të veprimit sizmik

Në përgjithësi komponentet horizontale të veprimit sizmik do të konsiderohen që veprojnë në mënyrë të njëkohëshme. Kombinimi i komponenteve horizontale të veprimit sizmik mund të merret parasysh si vijon:

- Reagimi strukturor ndaj secilit komponent, duhet të vlerësohet në mënyrë të veçantë (me vehte), duke zbatuar rregullat e kombinimit për reagimet modale.
- Vlera maksimale e çdo efekti në strukturë për shkak të të dy komponenteve horizontale të veprimit sizmik, mund të vlerësohet më tej, nëpërmjet rrënjës katrore të shumës së katrorëve (SRSS-Sum Root of the Sum Squares) të vlerave të efektit për shkak të secilës komponente horizontale.
- Për vlerësimin e vlerave të njëkohëshme të mundshme (probabël) të efekteve nga më shumë se një veprim, për shkak të të dy komponenteve horizontale të veprimit sizmik, mund të përdoren modele më të saktë.

Si alternativë, kundrejt vlerësimeve b) dhe c), efektet e veprimit për shkak të kombinimit të komponenteve horizontale të veprimit sizmik mund të llogariten duke përdorur kombinimet vijuese:

$$E_{Edx} + 0.3 \cdot E_{Edy}$$

$$0.3 \cdot E_{Edx} + E_{Edy}$$

E_{Edx} --- efektet e veprimit për shkak të aplikimit të veprimit sizmik sipas aksit të zgjedhur horizontal x të strukture;

E_{Edy} --- efektet e veprimit për shkak të aplikimit të veprimit sizmik sipas aksit horizontal ortogonal y të strukture.

me “+” --- duhet nënkuptuar “të kombinohet me”.

Nëse për drejtime të ndryshme horizontale, sistemi strukturor ose klasifikimi i rregullsisë së strukturës në lartësi është i ndryshëm, vlera e faktorit të sjelljes “q” mund të jetë gjithashtu e ndryshme. Shenja e secilit komponent në kombinimet e mësipërme, duhet të merret e tillë që t’i përgjigjet rastit më të pafavorshëm për efektin e veprimit që shqyrtohet. Do të duhej që, kur

përdoret analiza statike jo-lineare (“pushover”) dhe aplikohet një model hapësinor, të aplikohen rregullat e mësipërme, duke konsideruar si “ E_{dx} ” forcat dhe deformimet për shkak të aplikimit të zhvendosjes objektive (“target”) në drejtimin x dhe si “ E_{dy} ” forcat dhe deformimet për shkak të aplikimit të zhvendosjes objektive (“target”) në drejtimin y. Forcat inerciale që rezultojnë nga kombinimi, duhet të mos kapërcejnë kapacitetet (aftësitë mbajtëse) korresponduese **(nuk është përdorur analiza jo-lineare për projektimin e strukturës)**.

Kur përdoret analiza jo-lineare kohore (“time-history”) dhe përdoret një model hapësinor i strukturës, duhet të merren akselerograma që veprojnë në mënyrë të njëkohëshme në të dy drejtimet horizontale. **(nuk është përdorur analizë jo-lineare kohore për projektimin e strukturës)**.

Për strukturat që kënaqin kriteret e rregullsisë në plan dhe në të cilat muret, apo sisteme të pavarur kontraventues janë të vetmit elementë primarë sizmikë në të dy drejtimet kryesore horizontale, veprimi sizmik mund të supozohet se vepron i veçuar (me vehte) dhe pa kombinimet e mësipërme, sipas të dy akseve kryesore ortogonale horizontale të strukturës.

1.1.11 Komponentja vertikale e veprimit sizmik “ a_{vg} ”

Nëse madhësia “ a_{vg} ” është më e madhe se $0,25g$ ($\approx 2,5m/s^2$), do të duhej që komponentja vertikale e veprimit sizmik EN 1998-1, 3.2.2.3 [17], të merret parasysh në rastet e mëposhtme:

- për elementët strukturorë horizontalë, ose afërsisht horizontalë, që kanë një hapësirë drite (gjatësi) 20m dhe më tepër;
- për komponentët horizontale ose afërsisht horizontalë të paranderur;
- për trarët që mbajnë kolona;
- në strukturat me izolim në bazë (“base-isolated structures”).

Nuk është konsideruar komponentja vertikale e veprimit sizmik.

MASA E STRUKTURËS

Masat në strukturë dhe “të hedhura” në model, duhet të përcaktohen në bazë të ngarkesave peshë duke u bazuar tek kombinimi i përcaktuar në pikën EN 1998-1, 3.2.4 [17].

$$\sum G_{k,i} + \sum \psi_{E,i} \cdot Q_{k,i}$$

$G_{k,i}$ --- vlera karakteristike e ngarkesës së perhereshme të i-te,

$Q_{k,i}$ --- vlera karakteristike e ngarkesës së perkoheshme të i-te,

$\psi_{E,i} = \varphi \cdot \psi_{2,i}$ --- koeficienti i kombinimit për ngarkesën e perkoheshme të i-te.

$\psi_2 = 0.6$ --- për kategorinë C2

$\varphi = 0.5$

Koeficientët e kombinimit marrin në konsideratë mundësinë që ngarkesat e perkohëshme $Q_{k,i}$ të mos veprojnë në të gjithë strukturën gjatë veprimit sizmik. Këta koeficientë konsiderojnë gjithashtu faktin e reduktimit të pjesëmarrjes së masave në lëkundjet e strukturës për shkak të lidhjes jo-rigjide midis tyre.

KOMBINIMET E NGARKESAVE/ VEPRIMEVE

Kombinimi i ngarkesave/veprimeve nënkupton parimisht kombinimin e efekteve të ngarkesave/veprimeve në strukturë. Në rastin konkret, kemi këto raste të ngarkimit të strukturës:

- ngarkesa të përherëshme (pesha vetjake e elementëve të strukturës, pesha e shtresave, pesha e muraturës, presioni anësor i mbushjes); (D - Dead);
- ngarkesa e përkohëshme (L -Live);
- veprimi sizmik (S - SPECTRA).

Struktura është llogaritur për këto kombinime:

- **Kombinimi 1** $1.35D$
- **Kombinimi 2** $1.35D + 1.50P$
- **Kombinimi 3** $1.0D + 0.3P + (1.0SPECTRAX + 0.3SPECTRAY)$
- **Kombinimi 4** $1.0D + 0.3P + (0.3SPECTRAX + 1.0SPECTRAY)$
- **Kombinimi 5** $1.0D + (1.0SPECTRAX + 0.3SPECTRAY)$
- **Kombinimi 6** $1.0D + (0.3SPECTRAX + 1.0SPECTRAY)$

Me forcat e brendshme që kanë rezultuar me të pafavorshme, është bërë llogaritja e çdo elementi strukturor për gjendjen e fundme kufitare dhe për gjendjen kufitare të shërbimit/shërbyeshmërisë.

MODELIMI I STRUKTURËS

Modeli i strukturës është ndërtuar bazuar në këto parime:

- Modeli i strukturës, EN 1998-1, 4.3, duhet të përfaqësojë shpërndarjen e shtangësisë dhe masës në mënyrë të tillë që të merren në konsideratë të gjitha deformimet dhe forcat e inercisë me vlera domethënëse, që lindin gjatë veprimit sizmik. Në rastin e analizave jo-lineare, modeli duhet të paraqesë në mënyrë të përshtatshme edhe shpërndarjen e rezistencave (aftësive mbajtëse të elementëve strukturorë).
- Modeli duhet të marrë gjithashtu në konsideratë edhe ndikimin e nyjeve tra-kolonë në reagimin e strukturës. Elementët jo-strukturorë që mund të influencojnë reagimin e elementëve parësorë sizmike të strukturës, duhet të paraqiten dhe trajtohen me kujdes.
- Në përgjithësi, struktura mund të konceptohet e përbërë nga një numër i caktuar sistemesh rezistues ndaj ngarkesave peshë dhe forcave anësore, të lidhur midis tyre nga diafragma horizontale.
- Në rastet kur soleta mund të konsiderohet si diafragmë horizontale (një soletë konsiderohet si diafragmë atëherë kur pasi modelohet me shtangësinë reale të saj në plan, deformimet/ zhvendosjet horizontale që ajo pëson, nuk i kalojnë më shumë se në masën 10% ato të një diafragme ideale, lidhur me rastin e veprimit sizmik), masat dhe momentet e inercisë të çdo kati mund të përqëndrohen në qendrën e gravitetit të saj.
- Për strukturat e rregullta në plan, analiza mund të thjeshtohet duke përdorur dy modele planare, një për çdo drejtim (nuk është rasti i strukturës së projektuar).
- Në mungesë të një analize më të detajuar të plasaritjes së elementëve strukturorë, shtangësia e tyre lidhur me përkuljen dhe prerjen, duhet të merren të shumtën sa gjysma e shtangësisë referuar elementëve të pa-plasaritjes. Përgjithësisht kjo vlerë, në parim varet edhe nga natyra dhe vlera e forcës aksiale (jane konsideruar edhe rekomandimet e literatures teknike dhe kodeve të tjera të projektimit strukturor).
- Shtangësia e mureve mbushës që ndikojnë në mënyrë të theksuar në shtangësinë totale të strukturës, duhet të merret në konsideratë në model.

- Deformueshmëria e themeleve duhet të merret në konsideratë në model – bashkeveprimi truall strukture është marre në konsideratë me anë të sustave lineare në drejtimin vertikal me koeficient $120'000 \text{ kN/m}^3$ – ndikimi i këtij koeficienti është i vogël nisur nga diferenca e madhe në shtangesi midis strukture dhe bazamentit.
- Masat në strukturë dhe të hedhura në model, duhet të përcaktohen në bazë të ngarkesave peshë duke u bazuar tek kombinimi i përcaktuar në pikën EN 1998-1, 3.2.4.
- Rekomandohet të merret në konsideratë edhe jashtëqëndërsia aksidentale $e_{ai} = \pm 0.05L_i$.

ANALIZA E STRUKTURËS

Analizat mund të jenë lineare ose jo-lineare. Të gjitha analizat mund të jenë lineare dhe vetëm analizat statike dhe analizat që paraqiten në funksion të kohës mund të jenë jo-lineare. Ndryshimi midis këtyre analizave është shumë i rëndësishëm. Kështu, gjatë analizës:

- **Lineare**
 - Analiza fillon me strukturë në gjendje të pasforcuar (ajo nuk përmban ngarkesa nga analiza të tjera të kryera më parë, megjithëse mund të përdorë ngurtësinë pas një analize të para-kryer jo-lineare).
 - Karakteristikat e strukturës si rezistenca, ngurtësia, shuarja, etj., qëndrojnë konstante;
 - Të gjitha zhvendosjet, sforcimet, reaksionet, etj., janë në përpjestim të drejtë me amplitudën e ngarkesave të aplikuara - rezultatet e analizave të ndryshme lineare mund të superpozohen.
- **Jo-lineare**
 - Karakteristikat e strukturës ndryshojnë në lidhje me kohën, deformimin, dhe ngarkimin. Shkalla e jo-linearitetit varet nga karakteristikat e elementëve strukturorë dhe jo-strukturorë të vendosur në model, nga ngarkesat dhe mënyra e ngarkimit si dhe parametrat e specifikuar për analizën.
 - Analiza mund të vazhdojë nga faza finale e një analize jo-lineare të kryer më parë, pra ndodhet nën veprimin e ngarkesave, sforcimeve, ka deformimet etj., të analizës së parë.
 - Për shkak të mundësisë së ndryshimit të karakteristikave të strukturës dhe të mundësisë së ekzistencës së kushteve fillestare jo-zero, përgjigja e strukturës mund të mos jetë proporcionale (përpjestimore) me ngarkimin. Për këtë arsye rezultatet e analizave të ndryshme jo-lineare nuk mund të superpozohen.

Analizat lineare me të “zakonshme” janë:

- Analiza statike (static analysis)
- Analiza modale (modal analysis)
- Analiza spektrale (response spectrum analysis)
- Analizat e paraqitura si funksione kohore (time – history analysis)
- Analizat e ngarkesave të levizëshme (moving load analysis), etj..

Analizat jo-lineare me të “zakonshme” janë:

- Analizat statike jo-lineare (nonlinear static analysis)
- Analizat jo-lineare të paraqitura si funksione kohore (nonlinear time-history analysis).

PROJEKTIMI I THEMELEVE

Procedura e analizimit të themeleve është kryer me anë të Programit Geo5.

Kjo procedurë është bazuar në Eurokod 7, dhe përfshin të gjithë koeficientat në përputhje me të. Për ngarkimin sizmik të themelit është kryer llogaritja e koeficientit sizmik horizontal k_h dhe vertikal k_v .

Table 7.1 — Values of factor r for the calculation of the horizontal seismic coefficient

Type of retaining structure	r
Free gravity walls that can accept a displacement up to $d_r = 300 \alpha \cdot S$ (mm)	2
Free gravity walls that can accept a displacement up to $d_r = 200 \alpha \cdot S$ (mm)	1,5
Flexural reinforced concrete walls, anchored or braced walls, reinforced concrete walls founded on vertical piles, restrained basement walls and bridge abutments	1

$$k_h = \alpha \frac{S}{d_r} = 0.25 \frac{1.35}{2} = 0.168$$

$$k_v = 0.5 * k_h \text{ (n. q. s } k_h > 0.6)$$

$$k_v = 0.33 * k_h = 0.33 * 0.168 = 0.055 \text{ (n. q. s } k_h < 0.6)$$

$$\alpha = \frac{a_g}{g} = \frac{0.25 * 9.81}{9.81} = 0.25$$

Kontrollet e kryera të Themeleve janë:

1. Kontrolli në aftësi mbajtëse Vertikale;
2. Kontrolli në aftësi mbajtëse Horizontale;
3. Kontrolli i jashtëqendërsisë;
4. Kontrolli i uljeve dhe rrotullimit;
5. Kontrolli në prerje;
6. Dimensionimi i armimit gjatësor dhe tërthor.

“GJEOKONSULT & CO” shpk  **GJEOKONSULT & CO**