

RAPORTI KONSTRUKTIV

OBJEKTI: "RIKONSTRUKSIONI I KONVIKTIT
TE SHKOLLES MESME BUJQESORE "MIHAL
SHAHINI " QYTETI CERRIK"

I-PERSHKRIM I PERGJITHSHEM I OBJEKTIT

1.1-Pershkrim paraprak I objektit

Objekti ne studim eshte 3K, me mure mbajtese me dimesnione 38cm.

1. Kati perdhe ka sipefaqe ndertimi 684m²
2. Kati I pare ka siperfaqe ndertimi 632m²
3. Kati I dyte ka siperfaqe ndertim 632m²

Shuma e siperfaqes se nderteses 1948m²

Ndertesa eshte mbuluar e solete p/f e çati druri me kater pjerresi tip vendi.

Siperfaqja e çatise eshte 685m²

Ne vleresimin e gjendjes aktuale te qendrueshmerise se godines ne fjale, vec te tjerave, jemi mbeshtetur ne informacionet e siguruar nga:

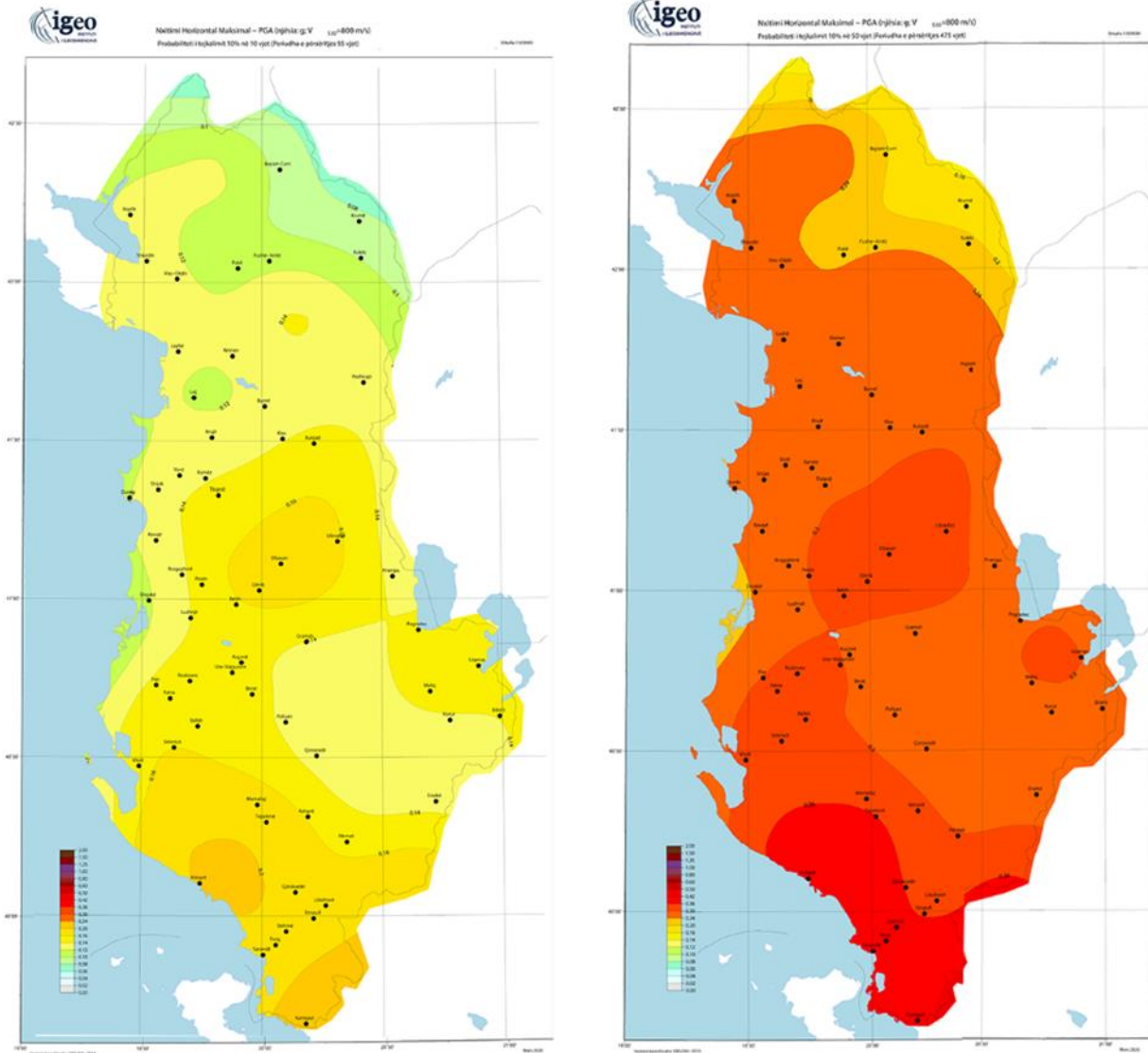
1. Relacioni arkitektonik i nderhyrjeve te propozuara;
2. Konstatimi ne vend i problemeve te dukshme te demtimeve;
3. Perberja gjeologjike e truallit I mbeshtetur ne hartat gjeologjike;
4. Kategorizimi sizmik I vendit sipas hartave dhe tabelave perkatese;
5. Raporti mbi materialet perberese te elementeve strukturore dhe karakteristikat fiziko-mekanike te materialeve ndertimore, te realizuar.

Për përgatitjen e këtij raporti janë marre ne konsiderate:

- a) Analizimi i dokumenteve ekzistuese të ndërtesës fillestare (nga ato pak materiale te siguruar), si dhe ndërhyrjet e ndryshme në kohë (referuar dokumenteve, analizes se konstatimeve fizike ne vend, informacioneve te siguruar nga komuniteti, etj.);
- b) Analizimi i dëmtimeve ,gjendjes ekzistuese të ndërtesës, duke u përqendruar edhe në ndryshimet e mundshme dhe përkeqësimet e tjera në elementet strukturore të shkaktuar nga koha;
- c) Ndërtimin e modeleve numerike kompjuterike paraprake,
- d) Vlerësimin e veprimit sizmik sipas KTP-ve, tërmeteve të fundit 21/09/2019 dhe 26/11/2019 si dhe në përputhje me kërkesat e Eurokodit;
- e) Kryerjen e analizave lineare dhe jolineare për vlerësimin e aftësisë mbajtëse të strukturës dhe verifikimin e elementeve parësor sizmik;

- f) Përcaktimin e performancës/sjelljes së strukturës kundrejt tërmetejeve të ndodhur dhe kërkesave sizmike të kodeve;

Per percaktimin e faktorit sizmik eshte mare ne konsiderate harta sizmike e meposhtem:



Kjo harte perfshin nxitimet sizmike te hartuara ne vitin 2003, por llogaritjet me te sigurta, behen dhe ne nje harte tjeter te nxitimeve sizmike, te vitit 2010. Sipas hartave te mesiperme per objektin tone do te pranojme nje shpejtim te truallit $a_g=0.288 \text{ m/s}^2$. Objekti hyn ne rendesine e objekteve te rendesie I dhe koeficienti III rendesise =1.2.

Per percaktimin e kategorise se truallit bazohemi ne raportin gjeologjik me truall me karakteristika te Tipit C.

Tab. 3-1 Tipet e truallit

Tipi i truallit	Përshkrim i profilin stratigrafik	Parametrat		
		$v_{s,30}$ (m/s)	N_{SPT} (goditje/30cm)	c_u (kPa)
A	Shkëmb ose formacion tjetër gjeologjik i ngjashëm me shkëmbin, duke përfshirë të shumtën 5 m material më të dobët në sipërfaqe	> 800	–	–
B	Depozitime me rërë shumë të ngjeshur, zhavor ose argjilë shumë të ngurtë, të paktën me disa dhjetra metra trashësi, të karakterizuara nga një rritje graduale e vetive mekanike, me rritjen e thellësisë	360 – 800	> 50	> 250
C	Depozitime të thella me rërë të ngjeshur, ose gjysmë të ngjeshur, zhavorr ose argjilë të ngurtë, me trashësi nga disa dhjetra në disa qindra metra	180 – 360	15 – 50	70 – 250
D	Depozitime dherash të palidhur deri gjysmë të palidhur (me ose pa disa shtresa të buta lidhëse kohezive), ose depozitime dherash që në masën mbizotëruese janë të buta (të dobëta) deri në të forta, të lidhura	< 180	< 15	< 70
E	Një profil dheu që ka një shtresë sipërfaqësore aluvionesh me vlera v_s të tipit C dhe D dhe trashësi që ndryshon nga rreth 5 m deri në 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 paktën 10 m trashësi me argjila/lymra të buta me tregues (indeks) të lartë plasticiteti (PI > 40) dhe nivel të lartë ujërash nëntokësore	< 100 (tregues)	–	10 – 20
S ₂	Depozitime dherash të lëngëzueshme, argjilash të ndjeshme (të dobëta) ose çdo profil tjetër dheu që nuk përfshihet në tipat A-E ose S ₁			

Ne mungese te raportit dhe sipas pershkrimit te hartave te mesiperme pranojme Tipin e truallit C

Ne momentin e fillimit te punimeve kontraktori I punimeve te vendosi ne dijeni konstruktorin per gjendjen aktuale te sheshit te ndertimit.

1.2. Percaktimi I shkalles se njohjes.

Mbështetur në kushtet rrethore, kohës në dispozicion dhe mundësisë ne realizimin e provave si dhe gjykimit tonë inxhinierik, vlerësojmë se për rastin konkret niveli i hulumtimit dhe i provave inxhinierike është arritur të kryhet “I kufizuar” (sipas përcaktimeve të EN 1998-3).

NIVELI I ANALIZIMIT DHE I PROVËS	ANALIZIMI (I DETAJEVE)	PROVAT (E MATERIALEVE)
	PËR ÇDO TIP ELEMENTI PARËSOR (TRA, KOLONË, MUR)	
	<i>Përqindja e elementëve të cilëve iu kontrollohen detajet</i>	<i>Numri i mostrave të materialit për kat</i>
I KUFIZUAR	20	1
I ZGJERUAR	50	2
GJITHËPËRFSHIRËS	80	3

Ndonëse analiza pamore dhe matjet gjeometrike në ndërtesë janë kryer të plota, mbështetur në të dhënat e grumbulluara në terren, si dhe në përkufizimet e SSH EN 1998-3 është: KL1 (njohje e kufizuar) , dmth faktori i besueshmërisë për shkallën e njohjes KL1 është $CFKL1=1.35$.

Kjo shkallë njohje përdor një faktor të lartë sigurie për të marrë parasysh paqartësitë e ndërtesës dhe përkeqësimet e fshehura të materialeve dhe ndërhyrjet e padallueshme strukturore.

Shkalla e njohjes KL1 përfshin:

Gjeometria: gjeometria e përgjithshme strukturore dhe përmasat e elementeve në teresi njihen ose (a) nga rilevimi; ose (b) nga vizatimet e përgjithshme origjinale të projektit, të përdorura për ndërtimin fillestar si dhe për ndryshimet që mund të jenë kryer më vonë.

Detajet: detajet strukturore nuk njihen nga vizatimet e detajuara të ndërtimit dhe mund të pranohen duke u mbështetur në një projektim të simuluar në përputhje me praktikën e zakonshme të kohës së ndërtimit; në këtë rast, këshillohet të kryhen inspektime të limituara në elementet më kritike.

Materialet: nuk ka të dhëna të drejtpërdrejta për vetitë mekanike të materialeve të ndërtimit, as nga specifikimet fillestare të projektit e as nga raportet fillestare të provave. Këshillohet të pranohen vlera të zakonshme, në përputhje me standardet e kohës së ndërtimit shoqëruar me prova të limituara in-situ për elementet më kritike.

Vleresojme që informacionet që merren në investigimin e një objekti ekzistues janë gjithmone të kufizuara, lidhur kjo me pamundësinë e sigurimit të informacionit të plote në të gjithë godinen e objektit. Grupi i punës, i cili është marrë me studimin në fjalë merr persiper që llogaritjet janë bërë bazuar vetëm informacionet e siguruara. Nuk mund të jete pergjegjesi e grupit nese per zona te ndryshme te objektit rezultojne ndryshe sesa ka qene e mundur te sigurohet informacioni. Eshte totalisht e pamundur te sigurohet informacioni i plote lidhur me gjendjen faktike te objektit.!

II-ANALIZA NUMERIKE PARAPRAKE

2.1. Materialet ndertimore dhe pershkimi teorik I kodit per strukturat me murature.

Per vleresimin e strukturave mbajtese te objektit “RIKONSTRUKSIONI I KONVIKTIT TE SHKOLLES MESME BUJQESORE "MIHAL SHAHINI " QYTETI CERRIK”, do mbeshtetemi ne logaritjet numerike te modelit 3-dimensional, te realizuar ne nga softet komerciale te cilat ofrojne mundesi llogaritje te strukturave me murature mbajtese. Konkretisht do shfrytezohen llogaritjet numerike te realizuara ne softin 3Muri-STA DATA, i cili ofron mundesi llogaritjeje me specifika te vecanta per struktura te tilla. Duhet theksuar qe softi 3Muri STA DATA, mbahet nje nga kodet llogaritese “leader” për analizën sizmike (pushover) dhe statike të strukturave prej murature

Duke qene qe objekti ne fjale perfshin struktura komplekse nga ana e tipologjise, ne perdorimin e materialeve ndertimore, perpara se realizimit te modeleve numerike, eshte bere analizimi i karakteristikave fizike-mekanike te materialeve ndertimore, klasifikimi i truallit, perzgjedhja e parametrat sizmike, mbeshtetur ne informacionet paraprake (shiko paragrafet e mesiper).

Nuk eshte arritur te sigurohen dosjet e zbatimit te punimeve, e cila do ndihmonte edhe me teper ne pasurimin e informacionit. Referuar sa mesiper, per karakteristikat fizike-mekanike te materialeve ndertimore sipas elementeve strukturore perkates, jane pranuar:

➤ *Betonet per strukturat dhe muratura e themeleve*

- Pranojme themelet e objektit jane te realizuar prej guri,dhe nen koloncina antisizmike ka plinta me dimensione 1x1x0.5*
- Pranojme strukturat b/arme, si traret dhe rampat e shkalles,trare, kolona, arkitrare, jane realizuar prej b/armeje, te realizuar me beton M.200-250 me rezistence karakteristike kubike minimale $R_{ck}=20-25 \text{ N/mm}^2$*

➤ *Hekuri per strukturat B/Arme*

- Per strukturat e ndertuara ne vitet e fundit eshte perdorur hekur i klases B420-500.*

➤ *Muratura*

- Sipas rekomandimeve paraprahe, struktura me tulla te plota ka karakteristika si ne vijim:

Rezistenca ne shtypje mes. e tullës: $f_b = 4.0-4.1 \text{ N/mm}^2$

Rezistenca ne shtypje mes. e llacit: $f_j = 1.37-1.62 \text{ N/mm}^2$

Per verifikimin e aftësisë mbajtëse të muraturës nën veprimin e ngarkesave vertikale dhe horizontale, më tepër se karakteristikat e materialeve përbërëse janë të nevojshme karakteristikat e mëposhtme:

- rezistenca në shtypje qendrore f_k
- rezistenca në prerje f_v
- rezistenca në përkulje f_x
- marrëdhënia $\sigma-\varepsilon$ (sforcim – deformacion)
- moduli i elasticitetit E , moduli i prerjes G etj.

Përveç karakteristikave të mësipërme gjatë llogaritjeve dhe analizave të ndryshme strukturore nevojitet të njihen edhe karakteristika të tjera mjaft të rëndësishme si p.sh. rezistenca në tërheqje f_t .

Nese i referohemi normave shqiptare, KTP-9-78, rezistenca projektuese e muratures ne shtypje, ne reference te markes se tullave dhe llacit, merret si ne tabelen e mëposhtme.

Nr.	Marka e Tullës N/mm ²	Marka e llacit N/mm ²						
		10.0	7.5	5.0	2.5	1.5	0.4	0.0
1	15	2.2	2.0	1.8	1.5	1.35	1.2	0.8
2	10	1.8	1.7	1.5	1.3	1.1	0.9	0.6
3	7.5	1.5	1.4	1.3	1.1	0.9	0.7	0.5
4	5.0	-	1.1	1.0	0.9	0.75	0.6	0.35

Në vlerat e tabelës së mësipërme trashësia e fugës horizontale është pranuar 15mm ndërsa e fugës vertikale 10mm. Koeficient i homogjenizimit të murit që përfshihet në llogaritjen e rezistencës

Ndërsa per llogaritjen e modulit te elasticitetit te muratures do ti referohemi shprehjes

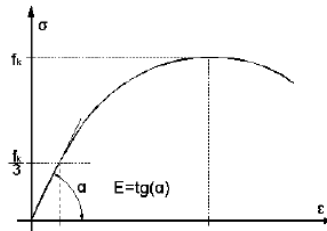
$$E = 0.5 \cdot \alpha \cdot R_n, \text{ per projektimin e gjendjes limite} \quad (2.1)$$

$$E = 0.8 \cdot \alpha \cdot R_n, \text{ per llogaritjen e deformimit} \quad (2.2)$$

Ku R_n është rezistenca e projektimit në shtypje e murit

Koeficienti “ α ” gjendet në tabelën e mëposhtme:

Në KTP-9-78, faktori “ α ” emërtohet “karakteristikë elastike e muraturës” dhe nxirret nga marrdhenia σ - ϵ .



Vlera e këtij koeficienti, merret ne tabele ne reference te markes se llacit dhe llojit te murit

Nr.	Lloji i murit	Karakteristika elastike α për marka të ndryshme llaçi			
		100-50 kg/cm ²	25 kg/cm ²	4 kg/cm ²	0 kg/cm ²
1	Mur tulle, blloqe betoni dhe gurë kave të lehtë (me peshë vëllimore deri 1800 kg/m ³)	1000	750	500	350
2	Mur tulle me bira vertikale	2000	1500	1000	-
3	Mur tulle me bira horizontale	1500	1000	750	-
4	Mur guri dhe blloqe betoni (me peshë vëllimore mbi 1800 kg/m ³)	2000	1000	750	-

Nese do i referohemi studimeve te fundit (sipas Kaushik 2007), lidhur me karakteristikat fizike-mekanike te strukturave me murature referuar rezistences se llacit dhe tullave, do kishim:

1) Sforcimi maksimal:

$$f'_m = 0.63 \cdot f_b^{0.49} \cdot f_j^{0.32}$$

2) Moduli i Elasticitetit:

$$E = 550 \cdot f'_m$$

3) Moduli i Prerjes :

$$G = 0.4 \cdot E$$

4) *Deformimet për sforcime maksimale:*
 $\epsilon_s' = 0.215 * f_m' / E_m 0.7$

5) *Sforcimet maksimale*
 $f_{mu} = 0.2 * f' m$

6) *Deformimet maksimale*
 $\epsilon_{mu} = 2.75 * \epsilon' m$

Tabella 3.26. Valore della resistenza caratteristica a compressione f_k per murature in **elementi artificiali pieni e in blocchi di pietra (non silicato di calcio)** secondo Eurocodice 6 UNI-ENV 1996-1-1, valida per giunti di malta compresi tra 8 e 15 mm. I valori dei carichi ammissibili si ottengono assumendo un coefficiente di sicurezza pari a 5 (a dividere i valori della resistenza).

Resistenza del mattone [MPa]	Classe della malta			
	M1 ($f_k \geq 12$ MPa)	M2 ($f_k \geq 8$ MPa)	M3 ($f_k \geq 5$ MPa)	M4 ($f_k \geq 2.5$ MPa)
2.0	1.6	1.5	1.3	1.1
3.0	2.1	1.9	1.7	1.4
5.0	3.0	2.7	2.4	2.0
7.5	3.9	3.5	3.1	2.6
10.0	4.6	4.2	3.7	3.1
15.0	6.0	5.5	4.9	4.1
20.0	7.3	6.6	5.9	4.9
30.0	9.5	8.6	7.6	6.4
40.0	11.5	10.4	9.2	7.7

Tabella 11.10.VII- Resistenza caratteristica a taglio in assenza di tensioni normali f_{vto} (valori in N/mm^2)

Tipo di elemento resistente	Resistenza caratteristica a compressione f_{bk} dell'elemento	Classe di malta	f_{vto} (N/mm^2)
Laterizio pieno e semipieno	$f_{bk} > 15$	$M10 \leq M \leq M20$	0,30
	$7,5 < f_{bk} \leq 15$	$M5 \leq M < M10$	0,20
	$f_{bk} \leq 7,5$	$M2,5 \leq M < M5$	0,10
Calcestruzzo; Silicato di calcio; Cemento autoclavato; Pietra naturale squadrata.	$f_{bk} > 15$	$M10 \leq M \leq M20$	0,20
	$7,5 < f_{bk} \leq 15$	$M5 \leq M < M10$	0,15
	$f_{bk} \leq 7,5$	$M2,5 \leq M < M5$	0,10

Referuar edhe rekomandimeve te eurokodit:

Rezistenca karakteristike ne prerje e muratures eshte $f_{vko} < 0.1$ Mpa

Llogaritjet numerike do bazohen ne llogaritjet numerike jo lineare te modeleve numerike me elemente te fundem, procedura e se ciles bazohet ne etapat e meposhtme :

❖ FAZA 1- FUTJA E TE DHENAVE

Etapa e pare e futjes se te dhenave, bazohet ne dy procese:

- 1) Procesi i implementimit te karakteristikave gjeometrike te struktures, qe lidhen me dimensionet ne plan, altimetri, etj, te saj. Zakonisht ky proces thjeshtesohet me perdorimin e opsioneve te insertimit te vizatimeve nga formatet “dwg” ose “dwg”, te punuar ne projektet e arkitektures apo edhe ne te tjera.*
- 2) Procesi i implementimit te karakteristikave strukturale te elementeve perberes se struktures. Dihet qe struktura përbëhet nga "objekte strukturore" që përbëjnë elementet rezistente te saj. Per modelimin e struktures do shfrytezohen mundesite qe te ofrojne kodet e llogaritjes, te cilat ofrojne mundesine e modelimit me elemente “beam ose elemente lineare” per elementet strukturoresi trare, kolona, breza, etj dhe elemente “shell ose elemente plane” per strukturat plane si soleta, mure, etj. Duhet patur parasysh qe cdo objekt karakterizohet nga materiali dhe parametrat e tjerë gjeometrikë (trashësia, karakteristikat e inercisë, vetitë rezistente). Gjithashtu duhet patur ne konsiderate qe për strukturat e betonit të armuar , kërkohen parametra qe lidhen me armimin (sasine e hekurit ne keto elemente).*

❖ FAZA 2- ANALIZA NUMERIKE

Dy janë grup analizat strukturore kryesore të kryera për ndërtesën/objektin:

***Analizat lineare dhe analizat jolineare.** Analiza lineare përfshijnë:*

- **Analiza e lekundjeve vetjake të strukturës** tripërmasore të kryera për të kontrolluar: frekuencat dhe periodat e lëkundjeve vetjake; format e toneve të lëkundjeve dhe pjesëmarrjen e masës në secilin ton lëkundjesh;*
- **Analiza per ngarkese statike:** Në këtë analizë kontrollohen forcat vepruese ne murature, forcat rezistuese, perkulshmeria e elementeve te muratures, jashtqenderisa e veprimit te forcave, etj;*

- **Analiza sipas spektrit të reagimit:** Në këtë analizë kontrollohen zhvendosjet e strukturës dhe zhvendosjet relative të kateve, forcat prerëse në bazë dhe forcat e brendshme si spektrale e realizuar për të kontrolluar sforcimet kryesore në muraturë;

Analiza jolineare e realizuar për të llogaritur kapacitetin e strukturës dhe për të vlerësuar performancën e saj ndaj veprimeve sizmike të dhëna;

Ne kete faze gjenerohet automatikisht model ekuivalent i rames ekuivalente, i ndjekur nga analiza statike jo-lineare (push-over) nga e cila derivon kurbën e kapacitetit të strukturës (kurba sforcim - zhvendosje e pikës së kontrollit). Duhet theksuar qe nese referohemi ne normativat e vendeve europiane (perfshire Eurocodet), analiza push-over eshte metode baze ne analizat e vleresimit strukturor nga veprimet sizmike, per strukturat me murature mbajtese.

Analiza bëhet duke rritur ngarkesat në mënyrë monotone dhe duke marrë zhvendosjen horizontale e strukturës. Tejkalimi i një vlere konvencionale të zhvendosjes, e llogaritur automatikisht, konsideron shkatërrimin e struktures dhe qe mund të ndërtohet kurba e forcës horizontale -zhvendosja horizontale, e cila paraqet kurbën e kapacitetit të ofruar, d.m.th. sjellja e strukturës kur ngarkesat horizontale ndryshojnë.

Vini re se kjo kurbë është e pavarur nga tërmeti, pasi është një karakteristike e brendshme e strukturës, funksioni vetëm i gjeometrisë dhe karakteristikave rezistuese te materialit.

❖ FAZA 3- VERIFIKIMET NUMERIKE

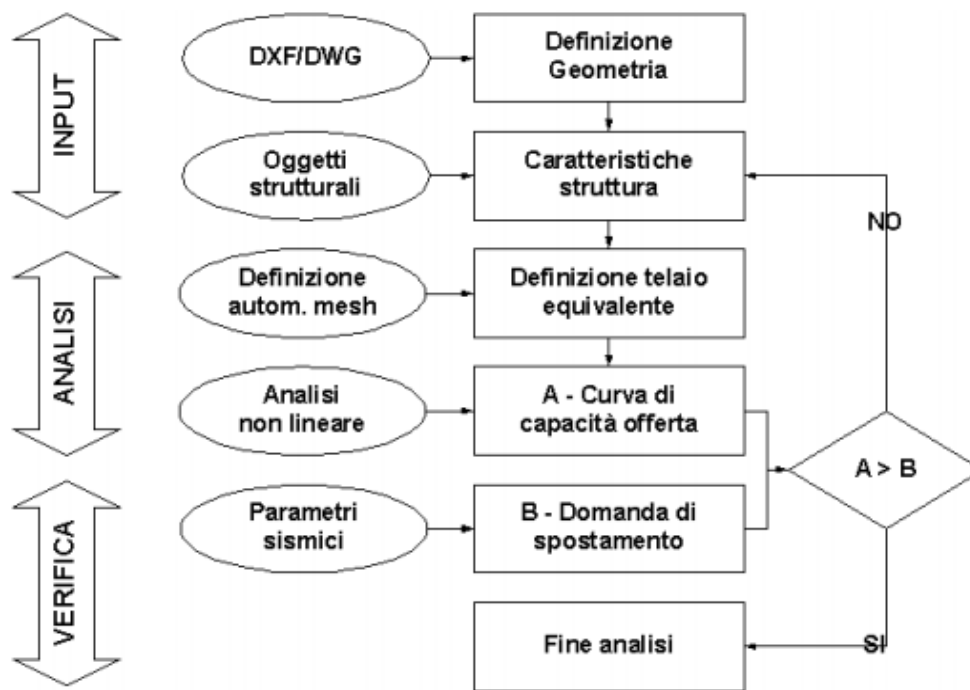
Verifikimi konsiston në krahasimin midis spostimit së ofruar nga struktura dhe asaj të kërkuara nga normativa.

Përcaktimi i parametrave sizmikë dhe vlerësimi i parametrave të marrë nga kurba e aftësitë mbajtese te objektit, lejojnë të përcaktohet kërkesa në drejtim të zhvendosjes nga spektri relativ i projektimit.

Verifikimi, konsiston në krahasimin midis dy zhvendosjeve : që ofrohet nga struktura dhe ajo që rekomandohet nga norma.

Nëse i pari e tejkalon këtë të fundit, struktura është verifikuar, përndryshe është e nevojshme të modifikohet struktura, dhe nëse jeni në fazën e projektit, duhen modifikuar parametrat e nevojshëm.

Shkurtimisht , procedura e mesiperme do bazohej ne bllok-skemen e meposhtme



Blokk-skema e realizimit te analizës

Strukturat me murature (sic pershihen edhe objektet tona), karakterizohet në çdo rast nga sjellja jolineare. Kjo do të thote është që llogaritjet janë më shumë e përfaqësuar përmes një analize statike non-lineare (push-over).

Kjo metode në çdo rast siguron vetëm një verifikim global në zhvendosje dhe jo kontrollet në elementet individuale. Ato mund të kryhen veçmas sipas procedurave të analizës statike lineare.

Analisi Statike jolineare (kritere te pergjithshme)

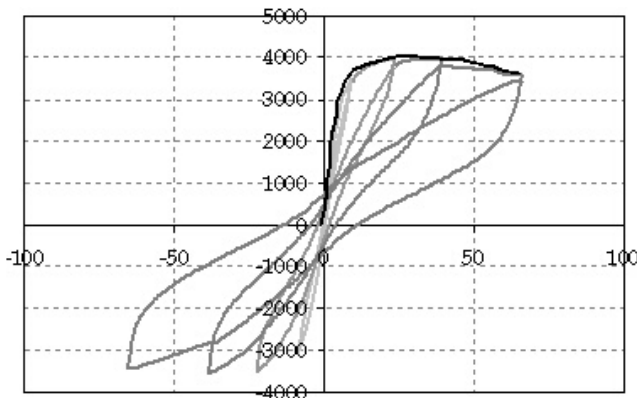
Procedurat e shumta të llogaritjes dhe verifikimit, të miratuara në vende të ndryshme në legjislacionin modern të projektimit anti-sizmik, ofrojnë një përshkrim të përgjigjes (reagimit) strukturor, në drejtim të zhvendosjeve në vend të forcave, duke marrë parasysh ndjeshmërinë më të madhe të dëmtimit ndaj zhvendosjeve të imponuara. Kryesisht ne normat teknike te vendeve te ndryshme apo edhe ato europiane (EC) propozohen gjithashtu një metodë që përdor analizën statike jolineare.

Në këtë kontekst, procedurat statike jolineare luajnë një rol qendror, përfshirë atë të Metodës së Spektrit të Kapacitetit, të propozuar fillimisht nga Freeman et al. 1975, dhe Metoda N2 (Fajfar 1999, 2000). Këto metodologji janë procedura të thjeshtuara në të cilat problemi i vlerësimit të reagimit (përgjigjes) maksimale të pritshme, që vjen nga ndodhja e një ngjarje të

caktuar sizmike, gjurmohet përsëri në studimin e një sistemi jo linear me një shkallë të vetme lirie, ekuivalente me modelin me “n” shkallë lirie., e cila përfaqëson strukturën e vërtetë ("Përfaqja e strukturës zëvendësuese" të Shibata dhe Sozen, 1976).

Karakteristika e zakonshme e këtyre procedurave është që mbështetet në përdorimin e analizave statike jolineare (shtytëse) për të karakterizuar më pas sistemin rezistent sizmik përmes kurbave të kapaciteteve: analiza "statike" pasi forcat e jashtme aplikohen në mënyrë statike në strukturë dhe "jo lineare" për shkak të modelit të sjelljes të pranuar për elementët rezistentë të strukturës.

Këto kurba, kanë për qëllim të përfaqësojnë mbivendosjen e cikleve të "histereksis" të prodhuara gjatë tërmetit dhe mund të konsiderohen si një tregues i sjelljes pos-elastike të strukturës.



Pra, ndërsa në metodat e analizës elastike sjellja jolineare merret në konsideratë duke prezantuar faktorin e strukturës “q”, analiza statike jolineare lejon të kuptohet evolucioni i përgjigjes strukturore pasi elementët e vetëm evoluojnë në fushën jolineare, duke siguruar informacion mbi shpërndarjen e kërkesës së inelastizmit.

Kurba e marrë nga analizat e shtytjes (e cila më pas do të shndërrohet në një kurbë kapaciteti, duke marrë parasysh karakteristikat e sistemit ekuivalent me një shkallë lirie) raporton në mënyrë konvencionale trendin e forces prerese rezultante në bazë, në lidhje me zhvendosjen horizontale të një pike kontrolli të strukturës. Cdo pikë e kurbës mund të shoqërohet me një status specifik dëmtimi të të gjithë sistemit, dhe për këtë arsye është e mundur që të shoqërohet shkalla e pritur e funksionalitetit dhe dëmtimi përkatës në nivele të caktuara të lëvizjes.

Kurba merret duke zbatuar analizën “pushover”, e cila parashikon caktimin e një shpërndarjeje të paracaktuar të forcave, të rritura në mënyrë statike dhe monotone. Shpërndarja mbahet e pandryshuar edhe përtej pikës së thyerjes. Analizat mund të kryhen në kontrollin e forcës ose përmes një kontrolli të përzier të zhvendosjes së forcës.

Shpërndarja e ngarkesës së aplikuar, ka si qëllim të përfaqësojë shpërndarjen e forcave inerciale të shkaktuara nga ngjarja sizmike. Profilet e propozuara nga normat teknike, janë ato të

shpërndarjes në përpjesëtim me forcat statike (mënyra e parë), dhe ato proporcionale me masat (mënyra e dytë). Në veçanti, në rastin e strukturave të rregullta, pranohet shpërndarja sipas mënyres së parë, me qëllimin për të kapur më mirë përgjigjen (reagimin) e strukturës në fushën elastike dhe të dytën në fushën jo-lineare.

"Kapaciteti" i ofruar nga struktura duhet të krahasohet, me qëllim të një kontrolli sizmik, me "kërkesën" e kërkuar nga forca e jashtme, domethënë nga një ngjarje specifike sizmike.

Efektet e shpërndarjes së energjisë, të cilat ofrojnë një diferencë shtesë të rezistencës, të cilat nuk mund të shpjegohen duke përdorur vetëm teori lineare elastike, janë veçanërisht të rëndësishme në fushën e përgjigjes jo-lineare të strukturës për të marrë këtë parasysh, bëhet një ulje e kërkesës.

Përgjigja e pritshme për ndërtesën, bazuar në një veprim specifik, merret kështu duke identifikuar pikën e performancës (koordinata e së cilës për sa i përket zhvendosjeve spektrale korrespondon me " $d * \max$ e përcaktuar).

Vlera maksimale e zhvendosjes së ekspozuar nga ndërtesa në tërmet fitohet në korrespondencë me vlerën e forces prerëse pas një zbritje me 20% nga vlera e pikut. Bazuar në kurbën e kapacitetit të sistemit real të përcaktuar në këtë mënyrë, është e nevojshme të kaloni në atë që shoqërohet me sistemin ekuivalent; Pasi kjo dihet, identifikohet perioda e sistemit ekuivalent me një shkallë lirie, sjellja e të cilit lejon të identifikohet kërkesa e zhvendosjes së tërmetit.

Nga vëzhgimi i ndërtes nuk ka asnjë dëmtim të dukshëm:

Nga sa është paraqitur më sipër, del formulimi teorik i këtij makroelementi.

Makro elementi Murature

Ne kodet llogaritese, implementohet element tra "beam", për të përfshirë kërkesat e kërkuara nga normativat.

Karakteristikat kryesore janë:

- 1) ngurtësia fillestare sipas karakteristikave elastike (të plasaritura) të materialit;
- 2) Sjellja bilineare me vlera maksimale të forces prerëse dhe momentit në përputhje me vlerat kufitare të fundit;
- 3) Rishpërndarja e sforcimeve të brendshme për elementin, për të siguruar ekuilibrin;
- 4) Vendosja e statusit të dëmtimit sipas parametrave global dhe lokal;

5) Degradimi i ngurtësisë në degën plastike të kurbës;

6) Kontrolli i duktilitetit përmes përkufizimit të "drift-eve" spostimeve maksimale (δ_u) të diferencuar sipas parashikimeve të rregulloreve në fuqi sipas mekanizmit të dëmtimit që veprojnë në panel.

Për shembull, për ndërtesat ekzistuese sipas normave, vlen si vijon:

$$\delta_m^{DI} = \frac{\Delta_m}{h_m} = \delta_u \begin{cases} 0.004 \\ 0.006 \end{cases}, \text{ perkatesisht per force prerese (Q) dhe (M+N)}$$

Perkulja: Momenti final

ndaj ngjeshjes dhe perkuljes, mund të vlerësohet me anë të një diagrame parabolike, që ka të bëjë me varesinë e sforcimeve normale dhe momenteve limite, sipas hipotezës së materialit që nuk punon në terheqje; kjo fushë tregohet në standardet teknike në shprehjen e mëposhtme:

$$M_u = \frac{l^2 t \sigma_0}{2} \left(1 - \frac{\sigma_0}{0.85 f_m} \right) = \frac{M}{2} \left(1 - \frac{N}{N_u} \right).$$

ku:

- f_d është rezistenca llogaritëse shtypese e muraturës, e barabartë në analizën statike jo-lineare me forcën mesatare shtypese f_m të zvogëluar sipas nivelit të njohurive të supozuara,

- σ_0 është tensioni mesatar i kompresimit

- N_u është forca normale maksimale që mund të durohet nga paneli e barabartë me $0.85 f_m * l * t$

Në ndërtesat ekzistuese, forca mesatare shtypese duhet të ndahet nga faktori i besimit FC sipas nivelit të njohurive.

❖ Forca prerese: Kriteri Mohr-Coulomb

Forca prerese, në përputhje me kriterin Mohr-Coulomb, përcaktohet nga:

$$V_u = l' t f_v = l' t (f_{v0} + \mu \sigma_n) = l' t f_{v0} + \mu N$$

Ku:

l-është gjatësia e seksionit të kompresimit të panelit,

t-është trashësia e panelit,

f_v-është rezistenca nga forca prerese e muraturës,

f_{v0}-është rezistenca e muratures pa ngjeshje,

μ është koeficienti i fërkimit (zakonisht 0.4)

σ_n janë sforcimet normale, referuar zonës efektive.

Në analizën jo-lineare në përputhje me standardet aktuale, rezistenca nga forca prerese *f_v* duhet të ndahet me "faktorin e besimit" *FC* që rrjedh nga niveli i njohjes së strukturës.

❖ **Forca prerese: Kriteri Turnšek Cačovic**

Një panel i muraturës ekzistuese, i nënshtuar veprimeve në rrafshin e vet, rregullohet me mekanizma të rezistencës në perkulje me ngjeshje dhe rezistencës së forces prerese, ose është e mundur dhe e këshillueshme t'i referohemi një ligji të tipit force prerese-plasaritje diagonale.

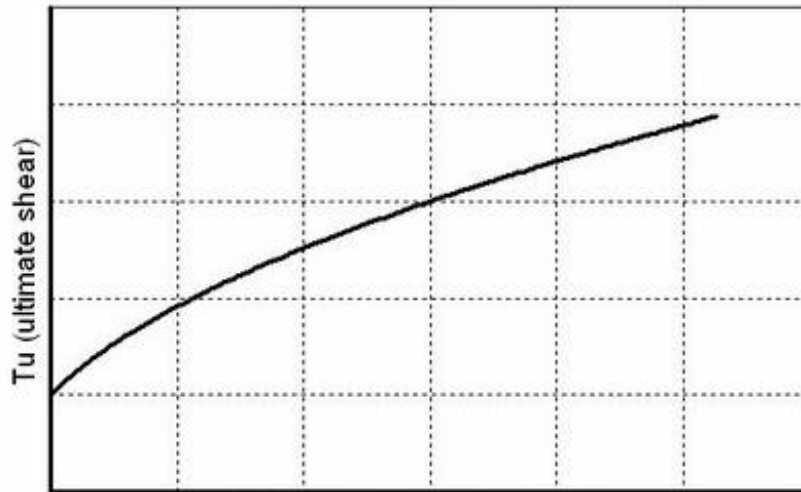
Si më parë, në kontekstin e një procedure të analizës jo-lineare, një sjellje elastike supozohet derisa të arrihet një vlerë kufi (per force prerese ose perkulje me ngjeshje) në panel, duke supozuar më pas një degë plastike të rezistencës konstante.

Rezistenca në force prerese sipas rezultateve të plasaritjes diagonale , shprehet:

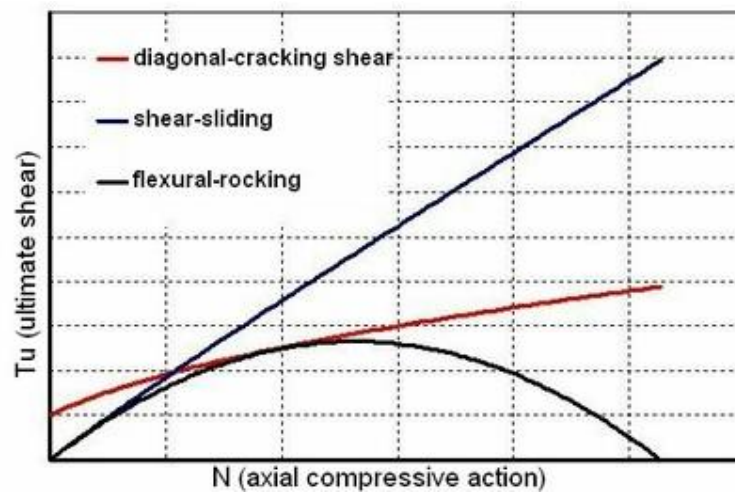
$$V_u = kt \frac{1.5\tau_o}{b} \sqrt{1 + \frac{\sigma_o}{1.5\tau_o}} = kt \frac{f_t}{b} \sqrt{1 + \frac{\sigma_o}{f_t}} = kt \frac{1.5\tau_o}{b} \sqrt{1 + \frac{N}{1.5\tau_o kt}}$$

Ku *f_t* është vlera e projektimit të forcës elastike për plasaritje diagonale (*τ_{0d}* është forca prerese referencë së muraturës dhe është e barabartë me *f_t = 1.5 τ_{0d}*) ndërsa *b* është një koeficient që varet nga butësia e panelit:

$$b = \begin{cases} 1,5 & h/l > 1,5 \\ h/l & 1 \leq h/l \leq 1,5 \\ 1 & h/l < 1 \end{cases}$$



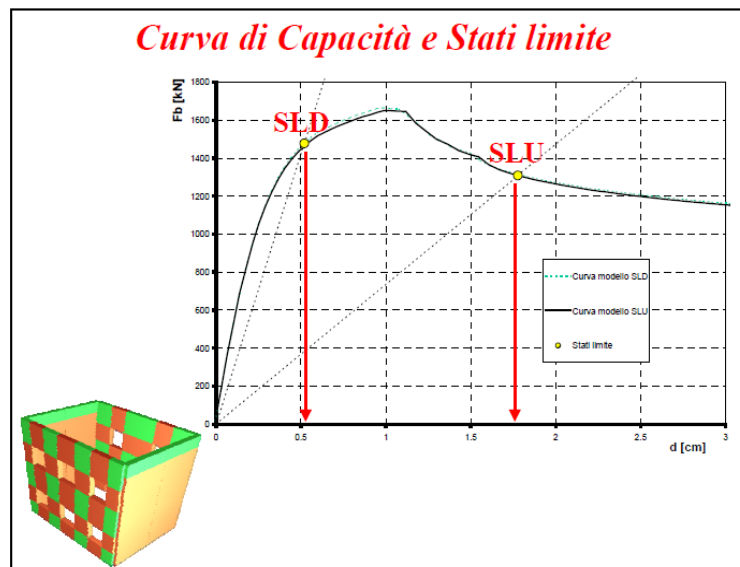
Në këtë rast nuk ka ndërveprim të ndërsjellë midis rezistences nga perkulja dhe shtypja dhe forces prerese pasi gjatësia ne shtypje (ngjeshje) nuk hyn në lojë. Prandaj është e mjaftueshme, nëse ka një prerje rezistente më të ulët se ajo aktive, për të kufizuar këtë të fundit dhe për të zvogëluar momentet. Nëse ka një moment rezistent më të ulët se momenti veprues, është e mjaftueshme për të kufizuar këtë të fundit dhe për të zvogëluar forcen prerese.



Metoda “pushover”, kryhet duke përdorur teknika statike, si psh ajo e ngarkimit të strukturës me forca horizontale gradualisht duke u rritur dhe për të përcaktuar përgjigjen e strukturës, për çdo rritje të ngarkesës duke marrë parasysh çdo plastifikim, prishje të brishtë, thyerje lokale të nyjeve dhe rrjedhimisht azhornim e modelit strukturor.

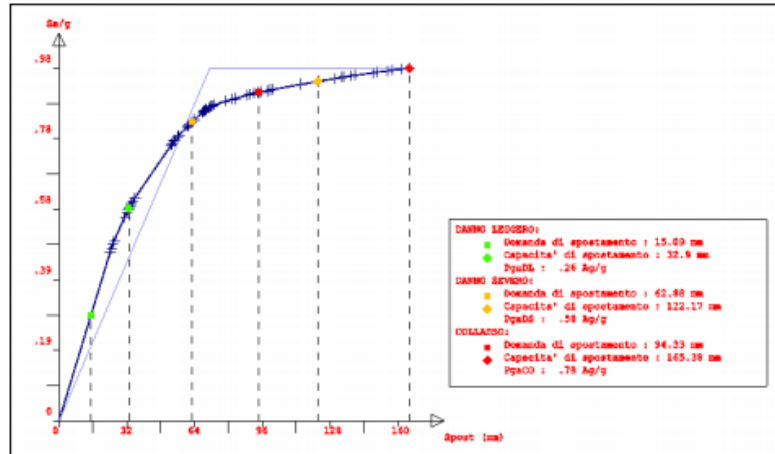
Në analizën statike jolineare, kontrollet kryhen si krahasim midis kërkesës për spostim dhe kapaciteti spostues të strukture.

Gjendja kufitare e dëmtimit SLD: e spostimit më të vogël midis asaj që korrespondon arritjen e forcës maksimale dhe ajo për të cilën zhvendosja relative midis dy pikave në të njëjtën vertikale që i përket planeve të njëpasnjëshme tejkalon vlerat e treguara në paragrafin 4.11.2 të normes- EC6, (0.3%);

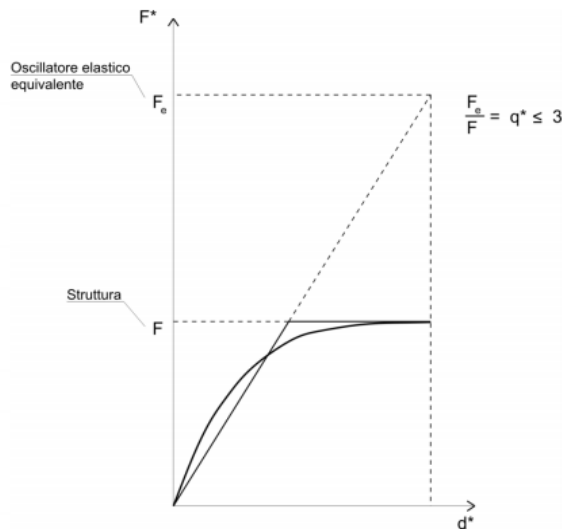


Gjendja e kufitare e fundme ULS: e zhvendosjes që korrespondon me një ulje të forcës që nuk tejkalon 20% të vleres maksimale. Vlera e faktorit të sjelljes “ q^* ”, e llogaritur sipas asaj që tregohet në pikën 4.5.4.4 të normatives, nuk mund të tejkalojë vlerën 3.0 për ndërtesa murature të zakonshme dhe për ndërtesa murature të përforcuar në të cilat nuk është zbatuar hierarkia e kritereve rezistencës. Ngurtësia elastike e sistemit bilinar ekuivalent do të identifikohet duke trasuar sekanten në kurbën e kapacitetit, në pikën që korrespondon një force prerese bazë të barabartë me 0.7 herë vlerën maksimale (forca prerese maksimale në bazë).

Pjesa horizontale e kurbës bilineare do të identifikohet përmes barazisë së zonave që janë në themel të kurbave të te trasuara deri ne spostimin limit te sistemit.



Në çdo rast, për ndërtime të zakonshme murature, dhe për ndërtime murature të përforcuar ne te cilat nuk aplikohet kriteri i hierarkisë së rezistencës, në të cilin raporti midis forces prerese të përgjithshme në bazë të sistemit ekuivalent me një shkallë lirie (të llogaritur nga spektri i reagimit elastik) dhe forces prerëse rezistente në bazë nxjerre nga sistemi ekuivalent me një shkallë lirie, të marrë nga analiza jolineare, tejkalon 3.0. Kontrolli i sigurisë duhet të konsiderohet se nuk është plotësuar



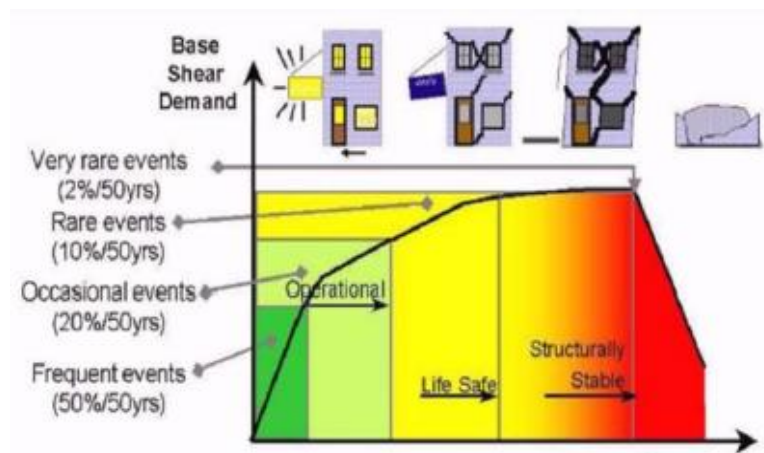
Aftësia e një strukture për të perballuar veprimet sizmike përfaqësohet nga një kurbë, e quajtur kurba e kapacitetit, e cila ka si sasi të saj referencë forcen prerese në bazë dhe spostimin

ne një pike kontrolli. Pika e kontrollit në përgjithësi zgjidhet si pika më e lartë e strukturës, për shembull që përkon me qendrën e gravitetit të çatisë/mbuleses.

Ashtu sic i cilesua mesiper, kurba e kapacitetit është pra një tipar i brendshëm i strukturës që nuk varet nga inputi sizmik dhe që do të përdoret për të verifikuar përshtatshmërinë sizmike të strukturës. Në fakt, kurba e kapacitetit mund të shihet si një mjet për të zvogëluar një përgjigje komplekse të një sistemi me shumë shkallë lirie, në një lidhje tipike të një lëkundësi jolinear në një shkallë lirie. Në këtë mënyrë bëhet i mundur një krahasim i drejtpërdrejtë me kerkesen sizmike të përfaqësuar në drejtim të spektrit te reagimit.

Kerkesa sizmike, ose kerkesa e zhvendosjes së synuar, paraqet zhvendosjen që struktura duhet te perballoje sipas veprimit sizmik të cilit i nënshtrohet.

Në fushën e projektimit sizmik, qëllimi kryesor i analizës statike jolineare, sipas standardeve të kodeve të reja rregullatore evropiane dhe ndërkombëtare, është të shmangë analizat dinamike, llogaritëse shumë të shtrenjta dhe jo të lehta për tu realizuar, përmes formulimit të një procedure në një gjendje të riprodhojë rezultatet në një mënyrë mjaft përfaqësuese, e cila lejon të kuptosh aspektet kryesore të sjelljes dinamike të një strukture.



Kurbat e kapacitetit lidhur me frekuencat e eventeve sizmike

Pa diskutim, analiza dinamike jolineare, në të cilën një model i strukturës i nënshtrohet një tërmeti natyror ose artificial, është metoda më e saktë për vlerësimin e përgjigjes ndaj veprimit

sizmik. Sidoqoftë, ajo nuk ofron një mjet të shpejte dhe të lehtë për t'u përdorur në një model normal dhe për këtë arsye përdoret vetëm në raste të veçanta që kërkojnë ndërhyrjen të specializuar.

Analiza e shtytjes (pushover do të thotë "të shtyjmë më tej") është një procedurë statike jo lineare, e përdorur për të përcaktuar sjelljen e një strukture përballë një veprimi të caktuar (forcë ose zhvendosje) të aplikuar. Analiza konsiston në "shtytje" të strukturës derisa kjo të shembet ose një parametër i kontrollit të deformimit të arrijë një vlerë limit të paracaktuar;

Fitohet "shtytja" duke aplikuar në mënyrë monotonisht një forcë të paracaktuar ose një profil zhvendosjeje. Sistemi i forcave të brendshme në fjalë duhet të simulohet në mënyrën më realiste të mundshme efektet e inercisë së prodhuar nga tërmeti në rrafshin horizontal. Këto efekte, nga ana e tyre, varen nga reagimi i vetë strukturës, kështu që sistemi i forcës i aplikuar në strukturë duhet të ndryshojë gjatë analizës për të siguruar një adaptim të shpërndarjes së forcave të brendshme me nivelin e dëmtimit të strukturës (shtytja adaptive). Gjithsesi, analiza në fjalë është një teknikë e zgjidhjes përsëritëse-iterative e ekuacioneve statike të strukturës në të cilën forca përfaqësohet nga sistemi i zhvendosjeve ose i forcave të përdorura.

2.2. Ngarkesat dhe veprimet në structure.

Gjate llogaritjeve të modelit numerik me elemente të fundem, janë marrë në konsideratë ngarkesat e mëposhtme:

❖ **NGARKESAT E PËRHERSHME GI**

- a) Peshat vetjake të elementëve strukturorë të cilat merren parasysh automatikisht nga programi referuar vëllimit të elementit dhe peshës vëllimore perkatese; perkatesisht të betonit $\gamma_b=25 \text{ kN/m}^3$, muratues me tulla të plota $\gamma_m=18 \text{ kN/m}^3$, muratues me tulla me vrima $\gamma_m=8-12 \text{ kN/m}^3$, etj
- b) Ngarkesa nga peshat vetjake të shtresave niveluese në nderkate, është marrë paraprakisht rreth 2.5 kN/m^2 (vlerësuar me rezerve në mungesë të informacionit të sakte është);

❖ **NGARKESAT E PËRKOSHME Qi**

Strukturat ekzistuese është godine 1kT, ngarkesat e shfrytezimit të normuar të cilave, për funksionin që ato kanë, referuar edhe normave, është $2-3 \text{ kN/m}^2$. Zona e mbulesës sipas normave parashikohet një ngarkesë shfrytezimi të normal rreth $0.75-1 \text{ kN/m}^2$

Tipi 1- i spektrit elastic, sipas EC08

Klasa e rëndësisë	Ndërtesat	γ_I
I	Ndërtesa të një rëndësie të vogël për sigurinë publike, p.sh. ndërtesa bujqësore etj.	0.8
II	Ndërtesa të zakonshme, që nuk u përkasin kategorive të tjera	1
III	Ndërtesa, rezistenca sizmike e të cilave është me rëndësi në këndvështrimin e rrjedhëve që shkakton një shembje, p.sh. shkolla, salla mbledhjesh, institucione kulturore etj.	1.2
IV	Ndërtesa, integriteti gjatë tërmetit i të cilave është me rëndësi jetësore për mbrojtjen civile, si p.sh. spitalet, stacionet e zjarrfikëseve, centralet energjetike etj.	1.4

✓ **KOMBINIMET E NGARKESAVE**

➤ *Kombinimi kryesor (situata normale)*

$$F_d = \sum \gamma_g G_k + \gamma_p P_k + \psi_{1Q1} \cdot Q_{k1} + \sum \gamma_q \psi_{0i} Q_{ki}$$

➤ *Kombinimi i veçantë (situata sizmike)*

$$F_d = \sum G_k + P_k + A_{Ed} + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \sum \psi_{2i} Q_{ki}$$

Për gjëndjen kufitare të shërbimit , janë marrë në konsideratë kombinimet e mëposhtme :

➤ *Kombinimi karakteristik*

$$F_d = \sum G_k + P_k + Q_{k1} + \sum_2^n Q_{ki}$$

➤ *Kombinimi shpeshtë*

$$F_d = \sum G_k + P_k + \psi_{1k} \cdot Q_{k1} + \sum_2^n \psi_{2i} Q_{ki}$$

➤ *Kombinimi thuajse i përhershëm*

$$F_d = \sum G_k + P_k + \sum_1^n \psi_{2i} \cdot Q_{ik}$$

Koeficientet perkates te kombinimit jane marre ne reference te rekomandimeve normative

2.2. Modelet numerike llogaritese dhe rezultatet e perfituara.

Sic u cilesua edhe me siper, per vleresimin e reagimit sizmik per objektin, eshte shfrytezuar llogaritjat numerike e realizuara ne softin 3 Muri-STA DATA v10.0.2, i cili ofron mundesi llogaritjeje me specifika te vecanta. Ne softin ne fjale, modeli numerik 3-dimensional, i eshte nenshtuar analizës statike si dhe asaj statike jolineare (pushover).

➤ **Gjeometria e modelit**

Modelimi i ndërtesave, kryhet duke futur mure që janë diskretizuar në makroelemente, përfaqësues të “pareteve” (elementet me ngjyre portokalli) te muraturave dhe “paret-arkitrareve” (elementet me ngjyre jeshile, mbi dhe nen zonen e dritares) të deformueshëm; nyjet e ngurtë tregohen në pjesën e muraturave të cilat janë zakonisht më pak të prirura ndaj dëmtimeve sizmike. Zakonisht “paretet” dhe “paret arkitraret” janë ngjitur me hapjet, nyjet e ngurta përfaqësojnë elementë lidhës midis paretevee dhe arkitrareve.

Nyjet e modelit janë nyje tre-dimensionale me 5 shkallë lirie (tre komponentët e zhvendosjes në sistemin global të referencës dhe rrotullimet rreth boshteve X dhe Y) ose nyje dy-dimensionale me 3 shkallë lirie (dy spostime dhe rotullim në plan të murit). Ato tre-dimensionale përdoren për të lejuar transferimin e veprimeve, nga një mur i parë në një te dyte, i pozicionuar në mënyrë tërthore në lidhje me të parën. Nyjet dy-dimensionale kanë shkallë lirie vetëm në rrafshin e murit, duke lejuar transferimin e gjendjeve të sforcuar midis pikave të ndryshme të murit.

Strukturat horizontale modelohen me elementë shell tre-nyjorë të lidhur me nyjet tre-dimensionale, ato mund të ngarkohen pingul me planin e tyre nga ngarkesa aksidentale dhe të përhershme; veprimet sizmike ngarkojnë dyshemenë përgjatë drejtimit të rrafshit të mesëm. Për këtë arsye, elementi i pllakës së jepet me një ngurtësi boshtore (membranale), por pa ngurtësi ne perkulje, pasi sjellja kryesore mekanike që duhet të vleresohet është nën ngarkesë horizontale për shkak të tërmetit.

➤ **Ngarkesat**

Kontrolli i gjendjes kufitare te fundme (SLU) ose dëmtimit (SLD) duhet të bëhet për kombinimin e mëposhtëm të veprimit sizmik me veprimet e tjera sipas [Eurocode 0- paragrafi. 6.5.3].

$$\gamma_I E + G_K + P_K + \sum_i (\Psi_{2i} Q_{Ki})$$

ku:

γ -faktor i rëndësisë (Eurocode8- paragrafi.4.2.5);

E- Veprim sizmik për gjendjen kufitare në fjalë;

GK -ngarkesa të përhershme në vlerën e tyre karakteristike;

PK -Vlera karakteristike e forces se paranderjes , pasi të jeni eliminuar humbjet;

Ψ_{2i} -koeficienti i kombinimit i cili siguron vlerën pothuajse të përhershme të veprimit të ndryshueshëm;

Q_{Ki} -Vlera karakteristike e veprimit të ndryshueshëm Q_i .

Efektet e veprimit sizmik do të vlerësohen duke marrë parasysh masat që lidhen me peshën e masave , te llogaritura si ne vijim:

$$G_K + \sum_i (\Psi_{Ei} Q_{Ki})$$

ku:

Ψ_{Ei} -është koeficienti i kombinimit të veprimit të ndryshueshëm Q_i , i cili merr parasysh probabilitetin që të gjitha ngarkesat të jenë të pranishme në të gjithë strukturën gjatë tërmetit, dhe fitohet duke shumëzuar me Ψ_{2i} për □.

Vlerat e koeficientëve të ndryshëm zgjidhen në bazë të përdorimit të synuar të kateve të ndryshme siç tregohet në standardin Eurocode0- Tabela A1.1 dhe Eurocode8

➤ ANALIZA E LËKUNDJEVE VETJAKE & VERIFIKIMI I ANALIZES LINEARE

Në këtë seksion paraqiten rezultatet e analizës se lekundjeve vetjake për ndërtesën. Për të patur një pjesëmarrje sa më të lartë të masës, u morën ne konsiderate gjatë analizës 30 tone lëkundjesh. Në vijim jepen tabelat e shumës së masave modale efektive të marra parasysh në llogaritje dhe e pjesëmarrjes së masës për secilin ton lëkundjes.

Periodat e mësipërme janë krahasuar me periodat e llogaritura sipas SSH EN 1998-1 Sipas SH EN 1998-1 periodat e lëkundjeve sipas secilit drejtim llogariten me formulën e mëposhtme:

$T = C_t \cdot H^{3/4}$, ku H- është lartësia e ndërtesës, ndërsa C_t për ndërtesat me muraturë mbajtëse llogaritet sipas shprehjes $C_t = 0.075 / \sqrt{A_c}$

ku A_c është sipërfaqja e mureve mbajtës sipas drejtimit të veprimit të ngarkesës.

Periodat e modeve të lëkundjeve të ndërtesës të llogaritura me shprehjen referuese, ndryshojnë me ato të bazuar në modelet numerike-kompjuterike. Ky ndryshim mbështetet kryesisht në pranimet që janë bërë në marrjen parasysh në reduktimin e ngurtësisë për llogaritje dhe në skemën strukturore të ndërtesës. Ngurtësia e pranuar me plasaritje në modelin kompjuterik është më pranë gjendjes ekzistuese të ndërtesës dhe vlerëson zhvendosjet më realisht.

➤ ANALIZA JOLINEARE (PUSHOVER)

Për të kryer kontrollin e nevojshme në lidhje me ndërtesën në fjalë, u vendos që të vazhdohet me ekzekutimin e një analize statike jo-lineare [Eurocode 8] Verifikimet e kërkuara marrin formën e një krahasimi midis kurbës së kapacitetit për kushtet e ndryshme të parashikuara dhe kërkesës për spostim, të parashikuar nga normativa. Kurba e kapacitetit identifikohet me anë të një diagrami të spostimit me forcën prerese maksimale në bazë. Sipas parashikimeve të normës [Eurocode 8], kushtet e ngarkimit që do të ekzaminohen janë të dy llojeve:

• *Shpërndarja e forcës në përpjesëtim me masat*

$$F_i = \frac{m_i}{\sum_i m_i}$$

Shpërndarja e forcave proporcionale me produktin e masave me deformimin për modin e parë të vibrimit. Kjo llogarit vlerën e zhvendosjes maksimale në bazën e ndërtesës të gjeneruar nga ajo shpërndarje e forcave. Kjo vlerë zhvendosjeje përbën vlerën përfundimtare të ndërtesës.

Zhvendosja e marrë në konsideratë për trasimin e kurbës së kapacitetit është ajo e një pike në ndërtesë e quajtur nyja e kontrollit. Norma kërkon gjurmimin e një lakore të kapacitetit bi-linear të një sistemi ekuivalent (SDOF). Përcaktimi i kurbës në lidhje me sistemin ekuivalent lejon të

përcaktohet periudha me të cilën mund të fitohet zhvendosja maksimale e kërkuar nga tërmeti, sipas spektrave të paraqitura në standardin [EC8 – p. 3.2.2.2]. Norma [Eurocode8- p.4.3.2] përcakton një jashqendersi aksidentale të qendrës së masave, të barabartë me 5% të madhësisë maksimale të ndërtesës në një drejtim pingul me tërmetin. Bazuar në llojin e ndërtesës dhe zgjidhjeve të projektimit, gjendja e ngarkesës sizmike që duhet të merret në konsideratë do jete: Ngarkesa sizmike: identifikon se cili nga dy llojet e shpërndarjeve (proporcionale me masat ose me modin e parë të lekundjes) merret në konsideratë. Drejtimi: Identifikon drejtimin përgjatë të cilit struktura (X ose Y e sistemit global) është ngarkuar nga ngarkesa sizmike. Për të identifikuar gjendjen më të disfavorshme të ngarkesës sizmike, u vendos të kryhen analiza të ndara sipas llojit të ngarkesës, drejtimin të tërmetit dhe jashqendersise aksidentale.

Sipas rekomandimeve normative, duhet të bëhen dy kontrolle të ndryshme:

➤ **Gjendja përfundimtare (SLU):**

$$D_{\max} \leq D_u$$

D_{\max} : Zhvendosja maksimale e kërkuar nga standardi i identifikuar nga spektri elastik.

D_u : Lëvizja maksimale e ofruar nga struktura.

$$q^* < q^*_{\lim}$$

q^* : raporti midis forcës elastike të reagimit dhe forcës së rrjedhshmerise të sistemit ekuivalent.

➤ **Gjendja kufitare e dëmtimit (SLD):**

$$D_{\max}^{SLD} \leq D_d$$

D_{\max}^{SLD} : Zhvendosja maksimale e kërkuar nga norma, e llogaritur si për D_{\max}

duke supozuar ag [SLD].

D_d : spostimi maksimal në SLD, që korrespondon me vlerën minimale midis asaj të forces preresë maksimale dhe asaj që shkakton kalimin e vleres max të “driftit” të katit.

Parametri (alfa-u) α_u konsiderohet si një tregues i rrezikut të kolapsit.

Ai është tregues i rrezikut që ndertesa të jetë e papërdorshme.

Këto parametra llogariten siç tregohet më poshtë:

PGADS: nxitimi i vlerësuar për dëmtimin e rëndë

PGADL: nxitimi i vlerësuar për dëmin e vogël

(alfa- u) $\alpha_u = PGADS / PGA$

(alfa- e) $\alpha_e = PGADL / PGA$

Rezultatet përgjithëse të analizës për verifikimet përkatëse, për SLU dhe SLD

Për disa nga analizat, janë paraqitur në vijim, disa nga kurbat e kapacitetit të gjeneruara nga modeli numerik. Në rastet e analizave, diagrama e kurbes së kapacitetit ndërpritet në vlera të ulta, ndikuar kjo nga karakteristikat fizike mekanike të ulta, të muratës.

Referuar rezultatetve të mesipërme, ajo çfarë vërehet është që “Verifikimet rezultojnë negative”, pasi:

- a) spostimet e ofruara nga struktura janë më të vogla sesa ato që kerkohen (nga standarti)
- b) faktori i sjelljes $q^* > (q^*_{lim}=3)$
- c) Parametri (alfa-u) $\alpha_u/e < 1$, të cilat konsiderohen si një tregues i rrezikut të kolapsit.

Në vijim, janë paraqitur në trajtë grafike disa nga paretet e godinës, me interpretimet e mundshme të formave të dëmtimit apo shkatërrimit, (referohu legjendës për vlerësimin e formës së dëmtimit/shkatërrimit).

GLOBAL STATIC VERIFICATION

Ndonese nuk kemi informacion të detajuar lidhur me dimensionet e pranuar të themeleve, bazuar në projekte të ngjashme të së njëjtes kategori, për gjeresi themeli të pranuar prej 50 cm, vlerat e sforcimeve në tabanin e themeleve paraqiten përgjithësisht brenda vlerave të lejuara .

III-PERFUNDIME

- *Ndërtesat nga ana gjeometrike vleresohet pothuaj e rregullt ne plan. Në plan shpërndarja e mureve mbajtës është plotesisht e rregullt në të dy drejtimet.*
- *Objekti eshte i qendrueshem dhe nuk ka nevoj per nderhyrje strukturore*

PUNOI: ZENIT&CO

ADMINISTRATOR: ARQILE PERI