

Objekti i Kontratës:

"Projekt preventiva zbatimi për rikonstruksionin e Godinave të dëmtuara nga tërmeti: Godina e Farmacisë dhe Shëndetit Publik, Godina e Anatomisë dhe Salla e Leksioneve të Godina e Paraklinikut."

Titulli i Projektit:

Salla e Leksioneve të Godina e Paraklinikut

PROJEKT ZBATIM

RAPORT TEKNIK

Përgatitur për:

UNIVERSITETI I MJEKËSISË, TIRANË

Përgatitur nga:

BOE "Atelier 4" sh.p.k, "Archimed SPS" sh.p.k dhe "Kejsi - 05"sh.p.k .

Përfaqësuar nga:

ATELIER 4





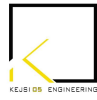
Përgatitur nga:

BOE "Atelier 4" sh.p.k, "ArchiMED SPS" sh.p.k dhe "Kejsi -05"sh.p.k .

Përfaqësuar nga:

ATELIER 4

Përgatitur nga:	BOE "Atelier 4" sh.p.k, "ArchiMED SPS" sh.p.k dhe "Kejsi -05" sh.p.k.
Adresa dhe pika kontakti:	Atelier 4 shpk Rr. E "kosovarëve" Nd. 35, Hy.6. Ap. 4/1, 1019 Tiranë, Shqipëri Përfaqësuar nga: Z. Alban Eftimi Tel. +355 (4) 22 22 804/ 24 30 195 E-mail: alban.eftimi@atelier4.al / info@atelier4.al
Përgatitur për:	UNIVERSITETI I MJEKËSISË, TIRANË (UMED)
Adresa dhe pika kontakti:	Universiteti i Mjekësisë Tiranë (UMED) Rruga e Dibrës, Nr. 371, 1005- Tiranë Përfaqësuar nga: Znj. Sonila Shkjezi E-mail: sonila.shkjezi@umed.edu.al
Data	17 Mars 2022



PËRMBAJTJA

1.	VLERESIM I PERGJITHSHEM.....	4
1.1.	Hyrje.....	4
1.2.	Jetëgjatësia e projektimit të ndërtesave.....	5
1.3.	Vlerësimet e sotme të rrezikut sizmik.....	5
1.4.	Të dhëna, studime dhe prova laboratorike.....	6
2.	PERSHKRIMI I GJENDJES EKZISTUESE TE SALLES SE LEKSIONEVE TEK GODINA E PARAKLINIKUT.....	7
2.1.	Identifikimi dhe njohja gjeometrike.....	8
2.2.	Gjendia ekzistuese (Akt Konstatim).....	9
2.3.	Identifikimi dhe njohja e detajeve strukturore.....	9
2.4.	Identifikimi dhe njohja e karakteristikave të materialeve.....	9
2.5.	Vlerësimi i riskut sizmik të strukturës.....	10
2.5.1.	TË DHËNAT HYRËSE TË NEVOJSHME.....	10
2.6.	Niveli i njohjes.....	12
2.7.	Identifikimi dhe njohja e karakteristikave të materialeve.....	14
2.8.	Percaktimi i ngarkesave.....	14
2.9.	Percaktimi i parametrave të çelikut për elementet e shtuar strukturore.....	15
2.10.	Modelimi strukturor.....	15
2.11.	Percaktimi i koeficientëve sizmike.....	16
2.12.	Percaktimi i koeficientëve të kombinimit të ngarkesave.....	17
2.13.	Vendimi për nderhyrje me forcim struktural.....	18
2.14.	Komente pas llogaritjes së strukturës.....	19
3.	PERFUNDIME.....	19





1. VLERESIM I PERGJITHSHEM

1.1. HYRJE

Raporti teknik përmban nderhyrjet e parashikuara në fazën e zbatimit bazuar në aktet ekspertizën e thelluar për objektet e dëmtuara nga tërmeti i datës 26.11.2019, të klasifikuara sipas shkallës së dëmtimit përkatës, të mbulesës së **Sallës së Leksioneve të Godina e Paraklinikut**, normat teknike Evropiane të projektimit, kërkesat e Eurokodit 1998-prEN 1998-3: 2005, aktet ligjore normative dhe plotësimin e kërkesave të VKM Nr. 26 datë 15.01.2020 "Për kryerjen e aktet ekspertizës së thelluar në ndërtesat e dëmtuara".

Objektet e dëmtuara paraprakisht klasifikohen sipas viteve të ndërtimit. Ky klasifikim është i nevojshëm në mënyrë që të gjykohej niveli i projektimit referuar ngarkesave dhe kombinimeve të tyre, parametrat seizmike të kushteve teknike të projektimit dhe ndërtimit të kohës së ndërtimit, mënyra e ndërtimit dhe materialet e përdorura.

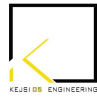
Për shkak të një periudhe të gjatë ku kushtet teknike shqiptare nuk janë rinovuar dhe ndryshimi i parametrave seizmike referuar ngjarjeve të fundit seizmike të tërmeteve të Durrësit të vitit 2019, është e nevojshme që vlerësimi dhe rehabilitimi i strukturave të dëmtuara të mbështetet në Euronormat teknike, kërkesë e detyrës së projektimit.

Nderhyrjet dhe projektimi i riparimeve dhe përcimeve strukturale do të realizohet për ndërtesat të Sallës së Leksioneve të Godina e Paraklinikut

Projektimi është bazuar në vlerësimin e gjendjes aktuale fizike të strukturave, në kërkesat sipas rekomandimeve të shprehura në Eurokodin 8/3 bazohet mbi këtë etapë:

- Mbledhja e të dhënave ekzistuese për strukturën
- Mbledhja e të dhënave mbi kriteret e projektimit seizmik të ndërtesës (në kohën e projektimit të saj);
- Identifikimi i të dhënave gjeometrike karakteristike për strukturën dhe detajet përkatëse
- Identifikimi i karakteristikave të materialeve
- Mbledhja e të dhënave mbi dëmtimet strukturore të tanishme ose të mëparshme (nëse ka), duke përfshirë riparimet e mundshme që janë kryer në kohë.
- Rivlerësimi i ngarkesave të ushtruara në rastet kur ndërtesa shërben për qëllime të ndryshme nga ato të parashikuara në kohën e projektimit duke konsideruar edhe klasën e rëndësisë së ndërtesës.





- Vlerësimi strukturor nepermjet sipas kriterëve të Eurokodeve
- Perfundime

Arsyet kryesore të nderhyrjeve strukturore tek ndërtesat ekzistuese janë:

1. Jetëgjatësia e projektimit të ndërtesave (mosha e tyre)
2. Vlerësimet e sotme të rrezikut sizmik;
3. Ndryshimet në kodet e projektimit nga koha e ndërtimit deri sot;
4. Dëmtimet e ndryshme që kanë pësuar ndërtesat ndër vite.
5. Nderhyrjet arkitektonike të planifikuara

1.2. JETËGJATËSIA E PROJEKTIMIT TË NDËRTESAVE

Ndërtesat objekt të këtij vlerësimi janë relativisht të vjetra. Sipas kërkesave të kushteve të projektimit jetëgjatësia e projektimit të ndërtesave me përdorim të gjerë është 50 deri në 100 vite. Kjo jetëgjatësi përcaktohet si një periudhë kohore gjatë së cilës struktura është e aftë të kryejë funksionin e saj pa pasur nevojë për ndërhyrje strukturore të rëndësishme. Tre ndërtesat bëjnë pjesë në këte kategori, prandaj lind nevoja për vlerësim strukturor për të gjykuar nëse është e nevojshme të kryhen ndërhyrje për zgjatjen e kohës së përdorimit deri në ndërhyrjet e ardhshme strukturore.

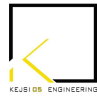
1.3. VLERËSIMET E SOTME TË RREZIKUT SIZMIK

Harta e parë sizmike e Shqipërisë daton në vitin 1952. Që nga viti 1952, për shkak të pasurimit të vazhdueshëm me të dhëna, rreziku sizmik është vlerësuar gjithmonë në rritje. Këtu ka rëndësi të përmendet fakti që për ndërtesat që janë ndërtuar përpara vitit 1979, kushtet teknike kanë qenë të vjetra, por edhe harta e rajonizimit sizmik ka pasur vlera të ulëta të intensitetëve sizmike të tërmeteve të prishëm.

Punime të viteve të fundit (si p.sh. ai i UNDP Albania dhe ai i Akademisë së Shkencave të Shqipërisë) tregojnë për rritje të mëtejshme të vlerave që përfaqësojnë rrezikun sizmik. Rekomandime të intensitetin sizmik për vlerat e PGA zonën e Tiranës janë dhënë në faqen zyrtare të IGJEUM-Instituti i Gjeoshkencave, Ujit dhe Mjedisit, të cilat e vlerësojnë $PGA=0.293$ g nxitimin referencë në truall të fortë tip A sipas klasifikimit të ENV 1998-1-1:1994 për një periudhë kthimi 475 vite me probabilitet 10% në 50 vjet.

Në llogaritjen e strukturave janë marrë parametrat e dhëna në studimin sizmologjik të vecante për secilin objekt hartuar nga UTS-01.





Ndryshimet në kodet e projektimit

Në fushën e inxhinierisë civile dhe asaj të tërmetejeve janë bërë zhvillime shumë të mëdha që nga koha kur ndërtesat ekzistuese janë projektuar dhe zbatuar. Kushtet Teknike të Projektimit në fuqi në vendin tonë (KTP-78 dhe KTP-N.2-89) datojnë që prej vitit 1978, e janë tashmë 43 dhe 32 vjeçare. Megjithatë përmirësimi i fundit i KTP-78 i bërë në vitin 1989 (KTP-N.2-89) është një kod projektimi që pasqyron mirë kërkesat e kohës së tij, ai është kusht i pa rinovuar prej afër 32 vjet.

Eurokodet janë norma Evropiane të projektimit të cilat janë tashmë gjerësisht të aplikueshme në vendin tonë, Referuar VKM Nr.26, datë 15.1.2020 "PËR KRYERJEN E AKTEKSPERTIZËS SË THELLUAR NË NDËRTESET E DËMTUARA" kerkohet vlerësimi dhe hartimi i aktekspertizës së thelluar bazuar në normat Evropiane të projektimit, në Eurokodet.

Aktekspertiza e thelluar e paraqitur për të tre objektet është bazuar në kërkesat e VKM Nr.26, datë 15.1.2020.

Dëmtimet që kanë pësuar ndërtesat

Në ndërtesat ekzistuese vihen re dëmtime të ndryshme të zhvilluara ndër vite. Ato mund të kenë ndodhur nga tërmetet e mëparshëm dhe tërmetet e vitit 2019, nga cedimi i themeleve, nga dëmtimet e ndryshme nga përdorimi etj. Për të saktësuar ndikimin e këtyre dëmtimeve në kapacitetin dhe në reagimin e strukturave në situatë sizmike është i nevojshëm vlerësimi strukturor i këtyre ndërtesave.

1.4. TË DHËNA, STUDIME DHE PROVA LABORATORIKE

Raportet e provave laboratorike për materialet e godinës ekzistuese dhe materialet e tjera arkivore identifikojnë gjendjen aktuale të godinës bazuar si më poshtë:

1. Gjeometria dhe hollësitë strukturore;

Gjeometria dhe hollësitë strukturore janë marrë nëpërmjet vizitave në vend që kanë shërbyer për verifikimin e përputhshmërisë të gjendjes ekzistuese me akt konstatimet fillestare. Janë bërë vizatime të sakta të gjendjes ekzistuese, të cilat evidentojnë sipas vlerësimit inxhinierik ndryshimet e mundshme që mund të jenë bërë gjatë gjatë periudhës së gjatë të përdorimit të ndërtesës

2. Të dhënat mbi materialet;

Konsulentit ka vlerësuar materialet bazuar në karakteristikat e materialeve në kohën e ndërtimit, amortizimin kohor të tyre dhe ndikimin e tërmetejeve të ndodhur në vite dhe provave laboratorike.





3. Të dhënat gjeologo-inxhinierike dhe sizmike;

Këto të dhëna janë ballafaquar me studimet e vjetra dhe të vihen në pah ndryshimet e mundshme në studimet e kryera në kohë të ndryshme. Është përpiluar një plan provash laboratorike për përcaktimin e parametrave gjeoteknikë të nevojshëm për verifikimet strukturore. Nisur nga rëndësia e ndërtesës, është kryer studimi sizmik.

Per godinen e Paraklinikut është kryer studimi gjeologjik dhe në llogaritje janë marre parametrat e rekomanduara.

4. Inspektimi i gjendjes ekzistuese;

Përpara fillimit të vlerësimit të plotë strukturor, Konsulenti ka organizuar vizitat në vend. Këto vizita kanë për qëllim evidentimin e mangësive të mundshme strukturore, deformimeve, çarjeve apo problemeve të tjera që mund të vëzhgohen në mënyrë të drejtpërdrejtë.

5. Historia e dëmtimeve nga tërmete të shkuar;

Të dhënat lidhur me dëmtimet që kanë pësuar ndërtesat në ngjarje sizmike të ndodhura në të shkuarën dhe riparimet që mund të jenë bërë janë mbledhur dhe analizuar për të gjykuar mbi historinë e reagimit sizmik të strukturave.

6. Aktekspertiza e thelluar;

Instituti i Ndertimit ka kryer aktekspertiza të vlerësimit vizual të godinave. Në materialin e paraqitur jepen të dhëna për vitin e ndertimit, karakteristikat e materialeve të përdorur në kohën e ndertimit të secilës godine dhe vlerësim vizual i dëmeve nga tërmetet e vitit 2019.

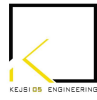
Keto raporte janë vlerësuar si dokumentacion shtesë në aktekspertizën e thelluar të vlerësimit struktural të godinave.

Aktekspertiza e thelluar ka identifikuar probelemtet dhe ka rekomanduar nderhyrjet në struktura të cilat nderthuren me projektin arkitektonik të propozuar.

2. PERSHKRIMI I GJENDJES EKZISTUESE TË SALLES SE LEKSIONEVE TEK GODINA E PARAKLINIKUT

Bazuar në detyrën e projektimit nderhyrja strukturore në këto godine do të lokalizohet vetëm në projektimin e mbulesës së salles së leksioneve.





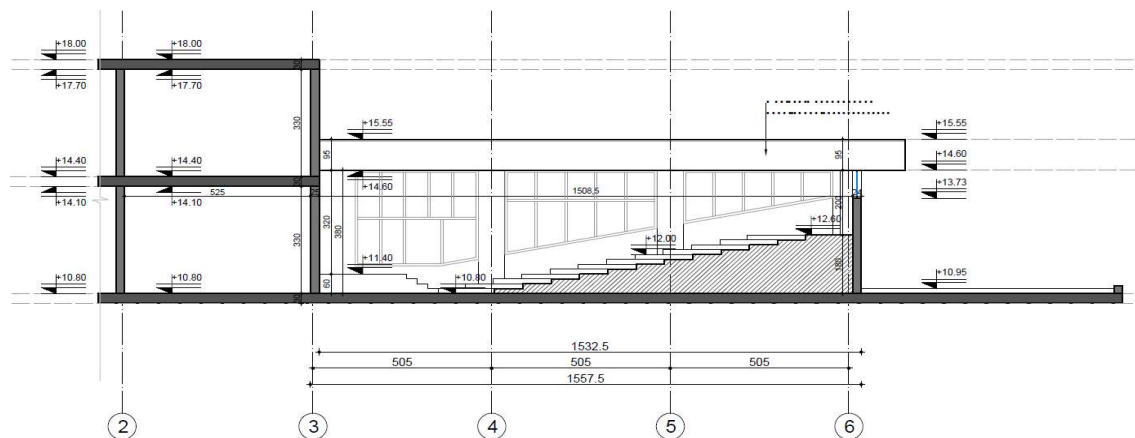
Struktura e ndërtesës është konstruksion beton arme e kombimuar me murature tulle, me mbulesë me konstruksion metalik dhe panel sandwich.

Godina e paraklinikut është cilesuar e shfrytëzueshme pas tërmetit të datës 26.11.2019 nga aktekspertiza fillestare, por salla e leksioneve është e kufizuar në përdorim, dhe mbulesa duhet të hiqet dhe zëvendësohet. Godina nuk ka dëmtime dhe nuk është futur në klasifikim sipas shkallës së dëmtimit DS. Mbulesa ka ulje të dukshme vizualisht dhe një spostim për shkak të tërmetit vlerësohet se ka ndodhur. Për këtë është marrë vendimi i prishjes dhe rindërtimit në detyrën e projektimit.

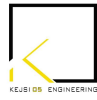
2.1. IDENTIFIKIMI DHE NJOHJA GJEOMETRIKE

Projekt strukturor të godinës nuk është gjetur. Vlerësimi do të bëhet bazuar në provat laboratorike dhe azhurnimet në vend të strukturës.

Detajet strukturale janë bërë nepermjet identifikimit në vend. Nga matjet në objekt janë identifikuar të gjithë elementet strukturale. Permasat e të gjithë elementeve janë verifikuar në vend. Nga pikepamja gjeometrike pas matjeve në vend për strukturën konsiderohet se kemi informacion gjeometrik përmasues të elementeve për vlerësimin strukturor.



Prerje e godinës ekzistuese, salla e leksioneve



2.2. GJENDIA EKZISTUESE (AKT KONSTATIM).

Mbulesa ka ulje të dukshme vizualisht dhe një spostim për shkak të tërmetit që vlerësohet se ka ndodhur. Për këtë është marrë vendimi i prishjes dhe rindertimit në detyrën e projektimit.

Në vijim paraqiten pamje të dokumentuara të gjendjes ekzistuese të godines.



Pamje e salles se leksioneve te paraklinikut

2.3. IDENTIFIKIMI DHE NJOHJA E DETAJEVE STRUKTURE

Detajet strukturore janë bërë nëpërmjet identifikimit në vend.

- Mbulesa metalike e salles se leksioneve ka pësuar spostim dhe vëhet re ulje e dukshme vizualisht. Elementet strukturore duhet të zëvendësohen dhe njëjtë lidhëse të tyre me strukturën betonarme me një tra perimetral duhet të rikonstruktohen.
- Konstruksioni vertikal mbajtes i mbuleses përbehet prej kolonave betonarme të kombinuara me muratën strukturore mbajtëse të realizuar me tulla të plota.

2.4. IDENTIFIKIMI DHE NJOHJA E KARAKTERISTIKAVE TË MATERIALEVE

Materialet që janë përdorur në godinë bazuar në provat laboratorike janë:

- Betoni vlerësohet nga provat laboratorike mesatarisht C20/25





- Kolonat janë me permasa 30x70 të armuara me shufra gjatesore me diameter 16mm dhe të vendosura jo më larg se 20cm. Stafat janë me diameter 10mm të vendosura në distanca rreth 15cm.

Projekt strukturor të godinës nuk është gjetur. Vlerësimi do të bëhet bazuar në provat laboratorike dhe azhurnimet në vend të strukturës.

Nga matjet në objekt janë identifikuar të gjithë elementet strukturore. Permasat e të gjithë elementeve janë verifikuar në vend. Nga pikepamja gjeometrike pas matjeve në vend për strukturën konsiderohet se kemi informacion gjeometrik permasues të elementeve për vlerësimin struktural.

2.5. VLERESIMI I RISKUT SIZMIK TË STRUKTURES

Aktekspertiza e thelluar është strukturuar bazuar në kërkesat e VKM Nr. 26 datë 15.01.2020 "Për kryerjen e aktekspertizës së thelluar në ndërtesat e dëmtuara".

Materialet baze për llogaritjen dhe vlerësimin e gjendjes aktuale të godinës janë:

- Vlerësimi i karakteristikave të materialeve.
- Raporti i studimit gjeologjik të truallit.
- Raporti i vlerësimit të parametrave sizmike.
- Projekti i azhurnimit planimetrik dhe volumetrik të godinës.

Projekti teknik është bazuar në normat Evropiane të projektimit sipas kërkesave të SSH EN 1998-3:2005 ose Eurokodit 8-prEN 1998-3: 2005.

Gjatë inspektimit në vend u vërejt se godina nuk paraqet dëmtime në formën e plasaritjeve nga tërmetet e fundit dhe degradim të materialeve nga koha.

Për vlerësimin e situatës ekzistuese të godinës në vijim paraqiten kërkesat dhe procedura e vlerësimit sipas kërkesave të Eurokodeve pasi nuk ka kusht shqiptar të miratuar për rehabilitimin e godinave.

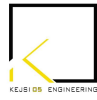
2.5.1. TË DHËNAT HYRËSE TË NEVOJSHME

Sipas kërkesave të kapitullit 2, Eurokodi 8-prEN 1998-3 shkalla e dëmtimit të strukturave klasifikohet në tre kategoritë e mëposhtme:

1. LS(NC) dëmtime afër shkatërrimit ku vlerësohet se godina nuk do të mbijetojë një tërmet të pritshëm, madje edhe me intensitet më të ulët.
2. LS(SD) dëmtime të konsiderueshme ku riparimi i të cilave është jo ekonomik për tu realizuar.
3. LS(DL) dëmtime të kufizuara, riparimi i të cilave është ekonomik për tu realizuar.

Për vlerësimin e gjendjes së strukturave bazuar në kapitullin 3.2, Eurokodi 8-prEN 1998-3 është i nevojshëm informacioni i mëposhtëm.





Dokumentacioni teknik që përfshin projektin arkitektonik, konstruktiv, lejet e dhena nga autoritetet përgjegjëse, studimin gjeologjik, sismik procesverbalet e punimeve të maskuara, raportin teknik të llogaritjes së strukturës, evidentimin e ndryshimeve planimetrike dhe volumetrike në vite, formularet e vleresimit të fazës së dytë të aktekspertizave.

Nga këto kërkesa është gjetur shumë pak dokumentacion teknik të projektit të ndertimit në vitin e ndertimit të godinës. Evidentimi planimetrik dhe volumetrik është azhurnuar në vend..

Njohja e strukturës në fazën e vleresimit të thelluar detajohet si më poshtë:

a) Njohja e sistemit struktural.

Informacioni për këto faze është mbedhur nga investigimi në terren, ku është realizuar azhurnimi faktik i godinës dhe është vënë në dispozicion nga institucioni.

Vizatimet teknike origjinale të zbatimit të ndertimit nuk janë në dispozicion nga arkivat teknike ose burime të tjera, nderhyrje në periudha të mëvonshme në strukturat ekzistuese fillestare nuk mund të identifikohen

b) Njohja e tipit të themeleve të ndertesës.

Njohja e tipit të themeleve të ndertesës është realizuar nepermjet vleresimit të evidentimit në terren nepermjet azhurnimit teknik. Projekti ekzistues nuk është në dispozicion e azhurnimi në vend është një mundësi e gjykimit të tipit të themeleve. Vlerësohet se themelet janë të vazhduar e krijojnë unaza të mbyllura.

c) Njohja e kushteve gjeologjike të truallit të kategorizuar sipas 3.1 të EN 1998-1, EC8. Për të vlerësuar truallin nuk është në dispozicion raporti gjeologjik i përdorur në fazën e projektimit fillestar. Për këto është realizuar në një studim i ri gjeoteknik .

Vlerësohet se krijimi i unazave të mbyllura të themeleve të vazhduar ndikon pozitivisht në shpërndarjen uniforme të sforcimeve në truall.

Kategorizimi i truallit sipas 3.1 të EN 1998-1, EC8 është vlerësuar sipas kategorisë C. Ky vlerësim mbështetet në rekomandimet e raportit të vleresimit sismologjik.

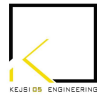
d) Informacion në lidhje me strukturën e godinës, dimensionet e elementeve, vetitë e materialeve strukturale.

Vlerësimi ka kaluar në fazat e mëposhtme:

-Projekti fillestar struktural ekzistues nuk ka dhe permasat e elementeve strukturale janë azhurnuar në vend.

Godina është me strukture mbajtëse me murature dhe me skelet betonarme.





e) Informacion rreth defekteve në vetite e materialeve dhe detajimin e strukture mbajtëse.

Detajimi i strukture mbajtëse është paraqitur nëpërmjet identifikimit në vend. Informacion të detajeve të realizimit të nyjeve nuk ka të detajuar në projektin fillestar.

f) Informacion në lidhje me parametrat sizmike të përdorur në projektim duke përfshirë edhe vlerën e koeficientit të sjelljes së strukture.

Keto parametra janë vlerësuar referuar periudhës së ndertimit të objektit dhe kushteve teknike në fuqi. Raport teknik për projektin fillestar për ndertimin e strukture nuk ka, për këtë nuk ka asnjë referencë në lidhje me vlerësimin sismik.

g) Përshkrim të përdorimit të strukture duke identifikuar kategoritë e rëndësise si përshkruhet në tab.4.3 të EN 1998-1, Eurokodi 8.

Godina nuk ka referencë në lidhje me ngarkesat fillestare të konsideruara.

Duke qenë se objekti është përdorur dhe përdoret aktualisht si fakultet vlerësohet si ndertese e kategorise III sipas tab. 4.3 të EN 1998-1, Eurokodi 8.

h) Rivlerësimi i ngarkesave të ndryshueshme duke marrë parasysh përdorimin e ndërtesës është bërë mbi bazën e EC 0 dhe EC 1.

Nga projekti i azhurnimit janë identifikuar sipërfaqet e përdorura të cilat shërbejnë për kategorizimin e ngarkesave në fazën e vlerësimit struktural.

i) Informacione për llojin dhe shtrirjen e dëmeve strukturore të mëparshme përfshirë edhe masat e mëparshme të riparimit nuk ka.

2.6. NIVELI I NJOHJES

Për qëllim të llojit të analizës së vlerësimit të strukturave mbajtëse që do të përdoren, koeficientet teknike dhe koeficientet e sigurisë duhet të vlerësohet niveli i njohjes së strukture ekzistuese. Sipas kapitullit 3.3, Eurokodi 8-prEN 1998-3, janë tre nivele njohjeje të strukture:

KL1: Njohje e kufizuar.

KL2: Njohje normale.

KL3: Njohje e plote.

Pasi janë mbledhur dhe realizuar provat e materialeve sipas përshkrimit të mesiperm përcaktohet niveli i njohjes së strukture sipas klasifikimit të mesiperm.

Tre nivelet e njohjes bazohen në:

i) Përmasimin e objektit që vlerësohet nga vizatimet teknike origjinale arkitektonike dhe investigimi në terren. Investigimi vizual në terren është procedura e kontrollit të





korrespondences midis permasimit aktual te objektit me vizatimet origjinale arkitektonike nese ekzistojne. Ne te kundert permasimi i objektit bazohet vetem ne rilevimin aktual ne terren.

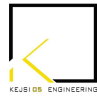
ii) Detajet teknike te armimit, permasimi i elementeve strukturale, sasia e armatures gjatesore dhe terthore per strukturat betonarme ndersa strukturat me murature vleresohen nga vizatimet teknike ekzekutive te konstruksionit nese ekzistojne te shoqeruar me inspektim te plote ne terren. Inspektimi ne terren eshte procedura e kontrollit te korrespondences midis permasimit aktual te struktures me vizatimet origjinale te projektit konstruktiv nese ekziston. Ne te kundert permasimi i elementeve strukturale do te bazohet vetem ne rilevimin e plote aktual ne terren.

iii) Vetite mekanike te materialeve vleresohen sipas standarteve te periudhes se ndertimit te objektit qe vleresohet, nga specifikimet ne projektin teknik te zbatimit dhe provat e materialeve ne objektin ekzistues.

Percaktimi i nivelit te testimit dhe investigimit varet nga sasia e elementeve strukturale qe duhet te kontrollohen per detajet teknike si edhe numuri i mostrave te materialeve per kat qe duhet te testohen. Sipas Eurokodi 8-prEN 1998-3 keto kerkesa percaktohen ne anekset kombetare. Ne Shqiperi anekse kombetare te tilla te specifikuara nuk ka ne kushtet teknike. Per kete do te respektohen vlerat e rekomanduara ne Eurokodi 8-prEN 1998-3 tabela 3.2. Sipas tabelës 3.2, Eurokodi 8-prEN 1998-3 rekomandohen minimumi i kerkesave per nivelet e ndryshme te njohjes se strukturave. Ne tabelen e meposhtme, (tabela 3.2, Eurokodi 8-prEN 1998-3) percaktohen, per nivelet e inspektimit te perzgjedhura nga inxhinieri projektues, numuri minimal i elementeve qe duhet te kontrollohen per detajet teknike te realizuara dhe numuri minimal i mostrave te terhequra nga strukturat ekzistuese per prova laboratorike ne cdo kat te ndertesës se investigohet.

	Inspektimi i detajeve	i	Testim i materialeve
Per elementet primare (tra, kolona, mure)			
Niveli i inspektimit dhe testimit	% e elementeve qe duhet te kontrollohen per detajet		Mostra materialesh per kat
Kufizuar	20		1
E zgjeruar	50		2





E plote	80	3
---------	----	---

Duke ndjekur kete metodologji testimi plotesohen kriteret e kontrollit dhe vleresimit sipas normave Evropiane te kontrollit per riparimin dhe perforcimin e strukturave.

Per kete bazuar sa me siper niveli i inspektimit per godinen aktuale vleresohet i kufizuar, KL1.

Metodat e analizes se vleresimit te strukturave do te realizohen sipas kapitullit 4.4, Eurokodi 8-prEN 1998-3. Kater metoda rekomandohen per analizen strukturale si me poshte:

- Analiza lineare e forcave anesore
- Analiza lineare multi modale e spektrit te reagimit
- Analiza jo lineare statike (pushover)
- Analiza jolineare dinamike (time history)

Demtime strukturore nuk ka ne skeletin mbajtes per te vleresuar me llogaritje gjendjen e aftesise mbajtese te struktures eshte zgjedhur vleresimi me metoden e dyte te analizes lineare multimodale te spektrit te reagimit. Ne kete vleresim behet kontrolli i te gjithë elementeve konstruktive.

2.7. IDENTIFIKIMI DHE NJOHJA E KARAKTERISTIKAVE TE MATERIALEVE

Betoni nga provat laboratorike eshte marre ne llogaritje C15/20. Celiku eshte konsideruar C3 duke pasur ne konsiderate kohen e ndertimit.

Per betonin rezistenca mesatare ne shtypje f_{ck} , cube =20N/mm². I korrespondon klases C15/20.

Armatura e celikut f_{yk} =300N/mm².

Klasa e ekspozicionit eshte konsideruar XC2.

Per elementet qe jane subjekt i kontrollit te veprimit te skemave te deformuara te rendit te dyte kontrolli eshte realizuar automatikisht ne llogaritjen kompjuterike.

Projekt zbatimi ka modeluar obejktin skemes se propoziar ne projektin arkitektonik.

2.8. PERCAKTIMI I NGARKESAVE.

Klasifikimi i ngarkesave duhet te realizohet sipas kategorive referuar Eurokodit 1. Ky klasifikim i emertuar eshte i domosdoshem pasi te gjithë parametrat e koeficienteeve te kombinimit te ngarkesave percaktohen nga ky klasifikim referuar Tab.6.1, 6.2 EC1.(2001).

- Pesha vetjake per betonin e armuar llogaritet 25kN/m³, strukturat metalike 7850kg/m³, ngarkesa e konstante mbi solete eshte llogaritur 1.5 kN/m².





- Ngarkesat e perkohshme ne relacionin teknik jane paraqitur me vlerat e tyre referuar ngarkeses uiformisht te shperndare per 1m^2 siperfaqe horizontale. Ngarkesat i referohen Tab.6.1, 6.2 sipas EC1 prEN 1991-1-1:2001.

Catia eshte kategoria H me ngarkese $q=1.0\text{ kN/m}^2$ me $Q=1.5\text{ kN}$.

2.9. PERCAKTIMI I PARAMETRAVE TE ÇELIKUT PER ELEMENTET E SHTUAR STRUKTURALE

Elementet e shtuar strukturale ne rastin e rindertimit te mbuleses metalike te salles se leksioneve do te jene traret mbajtes metalike te mbuleses, elemetet lidhes metalike dhe soleta kompozite e mbuleses.

Strukturat jane vleresuar sipas klasifikimit struktural bazuar ne EC0_ENV 1991-1:1994 (2001) dhe sipas Tab.2.1 dhe EC2_EN 1992-1-1:2004(E), 4.4.1.2.(5)

Klasa e ekspozicionit per strukturat perforcuese betonarme eshte perzgjedhur referuar Tab. 4.1, EN 1992-1-1:2004(E) sipas EC2.

Armatura e celikut eshte S500B perzgjidhet sipas tab: C.1 EC2_EN 1992-1-1:2004(E) per soleten kompozite

Strukturat metalike jane perzgjedhur bazuar ne Eurokodin EC 1993.

Ne baze te klasifikimit te mbrojtjes kunder zjarrit referuar kerkesave te EC2 dimensionimi i shtresave mbrojtese te elementeve konstruktive duhet te konsideroje ne llogaritje klasen e mbrojtjes kunder zjarrit.

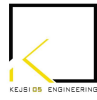
2.10. MODELIMI STRUKTUROR

Per llogaritjen strukturale eshte perdorur programin llogarites Tower.

Skemat llogarites te strukturave jane tre dimensionale (3D) gje qe lejon llogaritjen hapesine te struktures dhe marrjen ne konsiderate te te gjithe faktoreve qe realisht veprojne ne to. Nepermjet llogaritjes merret ndikimi i te gjithe ngarkesave vertikale dhe horizontale qe aktualisht veprojne ne strukturat e ndertimit, ku mund te permendim ndikimin e forcave te termetit, ndryshimit te temperatures, çedimet (uljet) e themeleve, ndikimin e forcave vertikale prej ngarkesave te ndryshme (te perhershme, te perkohshme, te vecanta), etj.

Cdo element betonarme ne strukture si soleta, trare, arkitrare eshte modeluar si element linear prizmatik.





a) Shtangesia e elementeve strukturale në perkulje dhe prerje është marrë në llogaritje sa 50% e shtangesisë së elementit të betonit të pa plasaritur. Shtangesia elastike e elementeve në përdhredhje është sa 10% e shtangesisë së elementit pa të plasura.

b) Masat për llogaritjen sizmike janë llogaritur për ngarkesat gravitacionale me formulën $G + \Psi_E Q$, ku $\Psi_E = \varphi \psi_2$, dhe ψ_2 përcaktohet në varesi të kategorisë së ngarkesave të perkohshme sipas tabelës A1.1. EC0 për EN 1990:2001.

2.11. PERCAKTIMI I KOEFICIENTEVE SIZMIKE.

a) Referuar studimit sizmologjik, nxitimi maksimal (PGA) është $a_g = 0.245g$ për nxitimin horizontal me probabilitet 10% në 50 vjet, sipas EC8 prEN 1998-1 (2003) 4.2.5 pika 5(P) $\gamma_I = 1.2$ për nxitimin horizontal të projektimit për truallin tipi C, (reference raporti sizmologjik).

b) Në llogaritje përdoret Spektri elastik i tipit 1 sipas EC8 prEN 1998-1 (2003).

Për të përcaktuar spektrin elastik horizontal përdoren shprehjet e mëposhtme :

$$0 \leq T \leq T_B \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot [1 + T \cdot (\eta \cdot 2.5 - 1) / T_B]$$

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

$$T_C \leq T \leq T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2.5 \cdot [T_C / T]$$

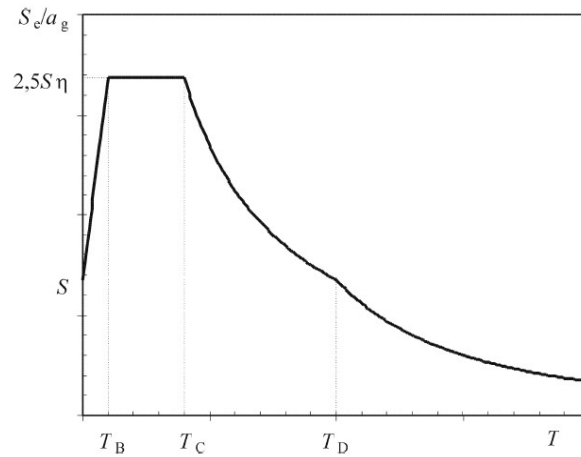
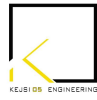
$$T_D \leq T \leq 4s \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2.5 \cdot [T_C \cdot T_D / T^2]$$

Ku a_g është shpejtësimi projektuar i truallit të tipit A ($a_g = \gamma_I \cdot a_{gR}$). Referuar raportit sizmologjik, trualli mund të klasifikohet si truall i kategorisë C sipas EC8.

Sipas rekomandimeve të EC8 prEN1998_1_dec2003 tab.3.2 parametrat llogarites për tipin 1 të spektrit elastik janë:

- Trualli në llogaritje është i tipit C paraprakisht, (PGA) $a_g = 0.245g$ tipi 1 i spektrit elastik të EC 8 parametrat janë paraqitur në aneksin e llogaritjes.
- Për objektin është marrë në konsideratë efekti i veprimit të komponentes vertikale, struktura konsiderohet jo e rregullt në plan.





Forma e spektrit elastik të reagimit të strukturës, sipas EC 8

Spektri i projektimit sipas EC 8 për komponentet horizontale, llogaritet me shprehjet:

$$0 \leq T \leq T_B \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot [2/3 + (T/T_B) \cdot (2.5/q - 2/3)]$$

$$T_B \leq T \leq T_C \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot 2.5/q$$

$$T_C \leq T \leq T_D \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot (2.5/q) \cdot [T_C/T]$$

$$S_d(T) \geq \beta \cdot a_g$$

$$T_D \leq T \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot (2.5/q) \cdot [T_C \cdot T_D / T^2]$$

$$S_d(T) \geq \beta \cdot a_g$$

$\beta = 0.2$ sipas vlerës së rekomanduar nga EC8 prEN 1998-1 (2003)

Sipas tab.4.3 EC8 prEN1998_1_dec2003, objekti kalasifikohet në klasën e rëndësisë III, koeficienti i rëndësisë së objektit rekomandohet në vlerën $\gamma_1 = 1.2$ sipas EC8 prEN 1998-1 (2003) 4.2.5 pika 5(P).

Struktura është konsideruar e jo e rregullt në plan dhe e rregullt në lartësi e vlerësuar nga rekomandimet e Fig.4.1. EC8 prEN1998_1_dec2003.

Efektet përdredhese aksidentale

Efektet përdredhese aksidentale janë vlerësuar sipas EC 8 në masën $e_{ai} = 0.05L_i$ ku L_i është dimensionimi në plan i objektit perpendikular me drejtimin e veprimit sizmik.

2.12. PERCAKTIMI I KOEFICIENTEVE TË KOMBINIMIT TË NGARKESAVE.





Llogaritja dhe projektimi i strukturave është realizuar sipas gjendjes kufitare të fundme (ULS), ekuilibrit statik (EQU), projektimit të elementeve strukturale (STR), bashkeveprimin trull strukturave dhe rezistencës së trullit (GEO) dhe llogaritjen në fazën e shërbimit (SLS). Referenca EC0 (A1.3.) (2001). Koeficientet për kombinimin e ngarkesave i referohen Tab.A1.1 EC0 EN 1990_FinalDraft_July2001.

2.13. VENDIMI PËR NDERHYRJE ME PERFORCIM STRUKTURAL

Pas llogaritjes së strukturës si dhe duke vlerësuar sjelljen globale të strukturës është konkluduar se struktura e mbulesës metalike duhet të priset dhe të zëvendësohet me një strukturë të re.

Vendimi për nderhyrjen forcuese ose prishjen dhe rindertimin e strukturës është marrë duke vlerësuar rezultatet e llogaritjes me referencë për keto kapitulli 5.1.1. "Kriteret teknike për nderhyrje" sipas Eurokodi 8-prEN 1998-3.

Tipi i nderhyrjes Eurokodeve dhe kërkesave të VKM Nr. 26 datë 15.01.2020 "Për kryerjen e aktekspertizës së thelluar në ndërtesat e dëmtuara" parashikon:

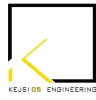
Nderhyrjet për forcimin e strukturave mund të realizohen sipas mënyrave të mëposhtme:

- a) Nderhyrje lokale ose e plote të elementeve të demtuar ose edhe të pademtuar me riparim
- b) dhe/ose forcim.
- c) Shtesë të elementeve strukturale
- d) Modifikim të sistemit struktural
- e) Shtesë të një sistemi të ri struktural
- f) Transformim të elementeve jo strukturale në elemente strukturale
- g) Reduktim i masës
- h) Ndryshim i përdorimit të strukturës që shoqërohet me ndryshim të ngarkesave të përdorimit.
- i) Prishje pjesore... etj.

Objekti në diskutim ka një shkallë demtimi që konsiston në:

1. Demtim të mbulesës së sallës së leksionit.
2. Shkeputje të lidhjeve perimetrale të mbulesës.
3. Demtim të nyjeve lidhëse të mbulesës dhe kolonave.





2.14. KOMENTE PAS LLOGARITJES SE STRUKTURES

Rezultatet e llogaritjeve paraqesin rezultatet e llogaritjeve sipas kërkesave të VKM Nr. 26 date 15.01.2020 "Për kryerjen e aktekspertizës së thelluar në ndërtesat e dëmtuara" verehet se:

1. Dimensionimi i elementeve tip kolones është i mjaftueshem megjithëse objekti është llogaritur me parametra më të ulët seizmike se ato të dhëna në raportin seizmologjik.
2. Nga situata e vlerësura në vend rrjedha e kalimit të ngarkesave pas nderhyrjeve ndjek rrugën e parashikuar në projektim.

3. PERFUNDIME

- Mbulesa e sallës së leksioneve tek godina e Paraklinikut zëvendësohet një strukturë të re metalike. duke hequr vetëm mbulesën e demtuar dhe duke zëvendësuar mbulesën me strukturë metalike të kombinuar me solete kompozite.
- Bazuar në parametrat gjeologjike, parametrat seizmike, vlerësimi i materialeve, vlerësimi i gjendjes aktuale të ndërtesës dhe llogaritja e strukturës mbajtëse, duke ndjekur plotësimin e procedurave të miratuara në VKM Nr. 26 date 15.01.2020 "Për kryerjen e aktekspertizës së thelluar në ndërtesat e dëmtuara", arrihet në përfundim se struktura e ndërtesës pas nderhyrjeve të parashikuara plotëson kërkesat e projektimit sipas VKM Nr. 26 date 15.01.2020.

Eksperti: Ing. Diana LLUKA

Përgatiti "ATELIER 4"

Contents

Basic model properties	2
Input Data	
Input data - Structure	3
Input data - Load	5
Results	
Modal Analysis	6
Seismic analysis	7
Design (steel)	14

Basic model properties

Database: Salla e Leksionit Parakliniku.twp
Analysis date: 18.3.2022

Analysis type: 3D model

- Linear theory Modal Analysis Stability
 Non-linear theory Seismic analysis Stage Construction
 Non linear analysis

Model size

Number of nodes: 532
Number of area elements: 471
Number of beams: 331
Number of boundary elements: 2754
Number of primary load cases: 8
Number of load case combinations: 28

Units

Length: m [cm,mm]
Force: kN
Temperature: Celsius

Input data - Structure

Level scheme

Name	z [m]	h [m]
	3.80	3.80
	0.00	

Table of materials

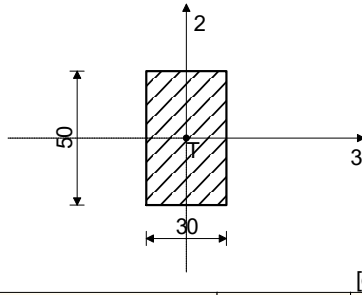
No	Material name	E[kN/m ²]	μ	γ [kN/m ³]
		E_m [kN/m ²]	μ_m	αt [1/C]
1	Concrete C 15	2.700e+7	0.20	25.00
		2.700e+7	0.20	1.000e-5
2	Steel	2.100e+8	0.30	78.50
		2.100e+8	0.30	1.000e-5
3	Concrete C 20	2.850e+7	0.20	25.00
		2.850e+7	0.20	1.000e-5

Slab sets

No	t[m]	e[m]	Material	Analysis type	E2[kN/m ²]
			α	Orthotropy	G[kN/m ²]
<1>	0.500	0.250	1	Thin slab Isotropy	
<2>	0.100	0.050	1	Thin slab Isotropy	

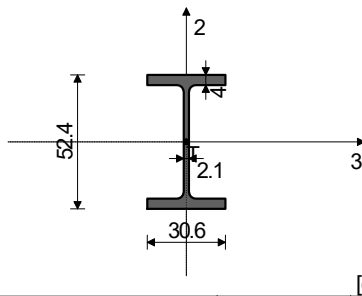
Beam sets

Set: 1 Section: b/d=30/50, Approx. eccentricity



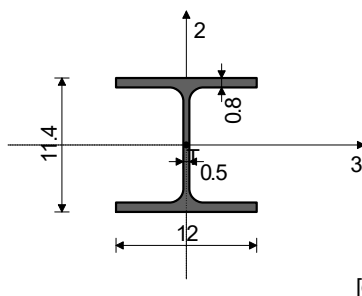
Mat.	A1	A2	A3	I1	I2	I3
1 - Concrete C 15	1.500e-1	1.250e-1	1.250e-1	2.817e-3	1.125e-3	3.125e-3

Set: 2 Section: IPBv 500, Approx. eccentricity



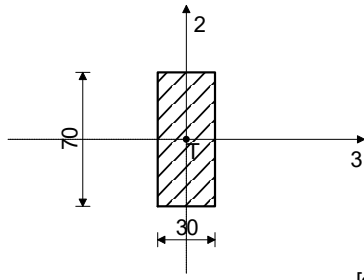
Mat.	A1	A2	A3	I1	I2	I3
2 - Steel	3.440e-2	1.292e-2	2.148e-2	1.540e-5	1.915e-4	1.619e-3

Set: 3 Section: IPBI 120, Approx. eccentricity



Mat.	A1	A2	A3	I1	I2	I3
2 - Steel	2.530e-3	8.420e-4	1.688e-3	6.020e-8	2.310e-6	6.060e-6

Set: 4 Section: $b/d=30/70$, Approx. eccentricity



[cm]

Mat.	A1	A2	A3	I1	I2	I3
3 - Concrete C 20	2.100e-1	1.750e-1	1.750e-1	4.604e-3	1.575e-3	8.575e-3

Area support sets

Set	K,R1	K,R2	K,R3
1	1.000e+10	1.000e+10	5.000e+5

Input data - Load

Load cases list

LC	Name
1	DEAD (g)
2	LIVE C1
3	SX (+e)
4	SX (-e)
5	SY (+e)
6	SY (-e)
7	SZ (+e)
8	SZ (-e)
9	Comb.: 1.35xI+1.5xII
10	Comb.: I+0.6xII-1xIII
11	Comb.: I+0.6xII-1xIV
12	Comb.: I+0.6xII-1xV
13	Comb.: I+0.6xII-1xVI
14	Comb.: I+0.6xII-1xVII
15	Comb.: I+0.6xII-1xVIII
16	Comb.: I+0.6xII+VIII
17	Comb.: I+0.6xII+VII
18	Comb.: I+0.6xII+VI
19	Comb.: I+0.6xII+V
20	Comb.: I+0.6xII+IV
21	Comb.: I+0.6xII+III
22	Comb.: I+1.5xII
23	Comb.: I-1xIII
24	Comb.: I-1xIV
25	Comb.: I-1xV
26	Comb.: I-1xVI
27	Comb.: I-1xVII
28	Comb.: I-1xVIII
29	Comb.: I+VIII
30	Comb.: I+VII
31	Comb.: I+VI
32	Comb.: I+V
33	Comb.: I+IV
34	Comb.: I+III
35	Comb.: 1.35xI
36	Comb.: I

Modal Analysis

Load factors for mass calculations

No	Name	Factor
1	DEAD (g)	1.00
2	LIVE C1	0.60

Mass distribution per levels

Level	Z [m]	X [m]	Y [m]	Mass [T]	T/m ²
	3.80	-6.17	-37.65	132.24	0.58
	0.00	-6.07	-37.68	308.08	1.33
Total:	1.14	-6.10	-37.67	440.32	

Position of rigidity centers (approximative)

Level	Z [m]	X [m]	Y [m]
	3.80	-6.18	-37.13
	0.00	-6.18	-37.13

Eccentricity per levels (approximative)

Level	Z [m]	eox [m]	eoy [m]
	3.80	0.00	0.53
	0.00	0.11	0.55

Natural frequency of structure

No	T [s]	f [Hz]
1	0.2715	3.6836
2	0.2130	4.6949
3	0.1633	6.1256
4	0.1505	6.6464
5	0.1366	7.3221
6	0.1293	7.7332
7	0.1107	9.0294
8	0.1001	9.9910
9	0.0941	10.6258
10	0.0843	11.8558

No	T [s]	f [Hz]
11	0.0796	12.5556
12	0.0737	13.5748
13	0.0689	14.5188
14	0.0648	15.4392
15	0.0589	16.9779
16	0.0578	17.3059
17	0.0548	18.2507
18	0.0544	18.3913
19	0.0509	19.6458
20	0.0493	20.2849

Seismic analysis

Seismic analysis: EC8 (EN 1998)

Soil category:	C
Importance factor:	II ($\gamma=1.0$)
Ratio agR/g :	0.25
Damping coefficient:	0.05
Accidental torsional effects:	$e_i = \pm 0.050 \times L_i$

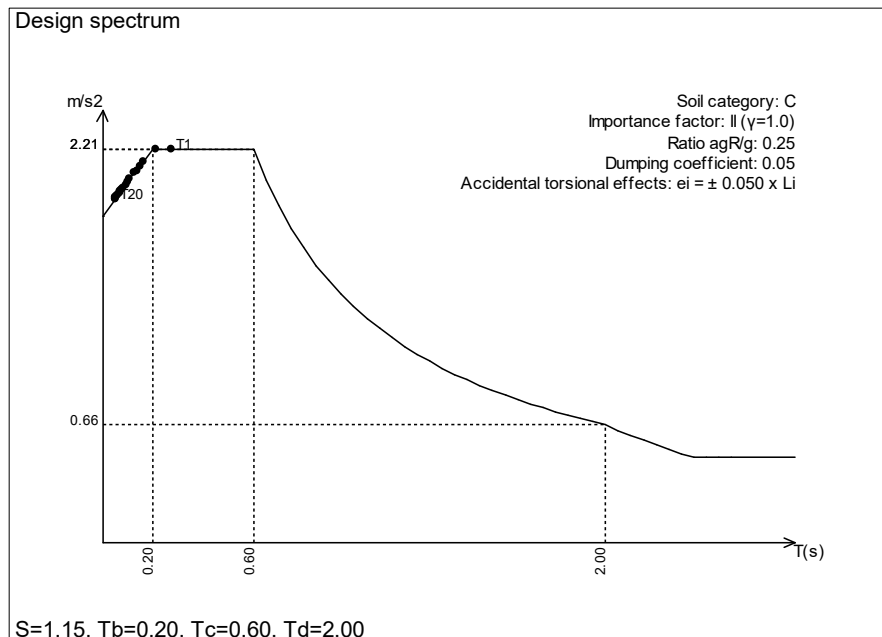
Earthquake directional factors:

Load case	Angle α [°]	k, α	$k, \alpha+90^\circ$	k_z	q
SX	0	1.000	0.300	0.300	3.120^*
SY	0	0.300	1.000	0.300	3.120^*
SZ	0	0.300	0.300	1.000	3.120^*

Type of spectrum

Load case	S	T_b	T_c	T_d	avg/ ag
SX	1.150	0.200	0.600	2.000	1.000
SY	1.150	0.200	0.600	2.000	1.000
SZ	1.150	0.200	0.600	2.000	1.000

Design spectrum



Distribution of seismic forces along height of structure - SX (+e)

Level	Z [m]	Mode 1			Mode 2		
		Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]	Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]
	3.80	286.59	-0.19	0.51	-0.03	-0.09	36.16
	0.00	0.00	-0.00	0.05	0.00	-0.00	0.13
	$\Sigma=$	286.59	-0.19	0.57	-0.03	-0.09	36.29

Level	Z [m]	Mode 3			Mode 4		
		Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]	Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]
	3.80	5.11	-0.07	0.04	0.22	79.20	-0.66
	0.00	0.00	-0.00	0.00	0.00	0.00	-0.02
	$\Sigma=$	5.11	-0.07	0.04	0.22	79.20	-0.68

Level	Z [m]	Mode 5			Mode 6		
		Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]	Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]
	3.80	-0.03	0.12	-0.00	-0.05	0.28	9.53
	0.00	-0.00	0.00	-0.00	-0.00	0.00	0.09
	$\Sigma=$	-0.03	0.12	-0.00	-0.05	0.28	9.62

Level	Z [m]	Mode 7			Mode 8		
		Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]	Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]
	3.80	-0.00	1.11	0.50	0.03	-0.00	-0.00
	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.00	-0.00
	$\Sigma=$	-0.00	1.11	0.51	0.03	-0.00	-0.00

Level	Z [m]	Mode 9			Mode 10		
		Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]	Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]
	3.80	-0.00	3.17	0.29	-0.00	-0.02	0.02
	0.00	-0.00	0.00	0.01	-0.00	-0.00	0.00
	$\Sigma=$	-0.00	3.17	0.30	-0.00	-0.02	0.02

Level	Z [m]	Mode 11			Mode 12		
		Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]	Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]
	3.80	0.52	-0.00	0.02	0.03	0.00	-0.01
	0.00	0.00	-0.00	0.00	0.00	-0.00	-0.00
	$\Sigma=$	0.52	-0.00	0.03	0.03	0.00	-0.01

Level	Z [m]	Mode 13			Mode 14		
		Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]	Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]
	3.80	-0.02	-0.22	7.76	0.00	0.00	0.02
	0.00	-0.00	-0.00	0.26	0.00	-0.00	0.00
	$\Sigma=$	-0.02	-0.22	8.02	0.00	0.00	0.02

Level	Z [m]	Mode 15			Mode 16		
		Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]	Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]
	3.80	0.00	0.00	-0.00	-0.00	-0.14	0.56
	0.00	0.00	0.00	-0.00	-0.00	-0.00	0.03
	$\Sigma=$	0.00	0.00	-0.00	-0.00	-0.14	0.59

Level	Z [m]	Mode 17			Mode 18		
		Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]	Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]
	3.80	0.02	-0.00	0.00	0.00	0.04	-0.01
	0.00	0.00	0.00	-0.00	0.00	0.00	-0.00
	$\Sigma=$	0.02	-0.00	0.00	0.00	0.04	-0.01

Level	Z [m]	Mode 19			Mode 20		
		Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]	Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]
	3.80	-0.00	0.05	0.15	0.00	0.01	-0.00
	0.00	-0.00	0.00	0.01	0.00	0.00	-0.00
	$\Sigma=$	-0.00	0.05	0.16	0.00	0.01	-0.01

Distribution of seismic forces along height of structure - SX (-e)

Level	Z [m]	Mode 1			Mode 2		
		Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]	Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]
	3.80	286.59	-0.19	0.51	-0.03	-0.09	36.16
	0.00	0.00	-0.00	0.05	0.00	-0.00	0.13
	$\Sigma=$	286.59	-0.19	0.57	-0.03	-0.09	36.29

Level	Z [m]	Mode 3			Mode 4		
		Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]	Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]
	3.80	5.11	-0.07	0.04	0.22	79.20	-0.66
	0.00	0.00	-0.00	0.00	0.00	0.00	-0.02
	$\Sigma=$	5.11	-0.07	0.04	0.22	79.20	-0.68

Level	Z [m]	Mode 5			Mode 6		
		Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]	Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]
	3.80	-0.03	0.12	-0.00	-0.05	0.28	9.53
	0.00	-0.00	0.00	-0.00	-0.00	0.00	0.09
	$\Sigma=$	-0.03	0.12	-0.00	-0.05	0.28	9.62

Level	Z [m]	Mode 7			Mode 8		
		Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]	Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]
	3.80	-0.00	1.11	0.50	0.03	-0.00	-0.00
	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.00	-0.00
	$\Sigma=$	-0.00	1.11	0.51	0.03	-0.00	-0.00

Level	Z [m]	Mode 9			Mode 10		
		Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]	Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]
	3.80	-0.00	3.17	0.29	-0.00	-0.02	0.02
	0.00	-0.00	0.00	0.01	-0.00	-0.00	0.00
	$\Sigma=$	-0.00	3.17	0.30	-0.00	-0.02	0.02

Level	Z [m]	Mode 11			Mode 12		
		Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]	Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]
	3.80	0.52	-0.00	0.02	0.03	0.00	-0.01
	0.00	0.00	-0.00	0.00	0.00	-0.00	-0.00
	$\Sigma=$	0.52	-0.00	0.03	0.03	0.00	-0.01

Level	Z [m]	Mode 13			Mode 14		
		Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]	Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]
	3.80	-0.02	-0.22	7.76	0.00	0.00	0.02
	0.00	-0.00	-0.00	0.26	0.00	-0.00	0.00
	$\Sigma=$	-0.02	-0.22	8.02	0.00	0.00	0.02

Level	Z [m]	Mode 15			Mode 16		
		Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]	Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]
	3.80	0.00	0.00	-0.00	-0.00	-0.14	0.56
	0.00	0.00	0.00	-0.00	-0.00	-0.00	0.03
	$\Sigma=$	0.00	0.00	-0.00	-0.00	-0.14	0.59

Level	Z [m]	Mode 17			Mode 18		
		Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]	Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]
	3.80	0.02	-0.00	0.00	0.00	0.04	-0.01
	0.00	0.00	0.00	-0.00	0.00	0.00	-0.00
	$\Sigma=$	0.02	-0.00	0.00	0.00	0.04	-0.01

Level	Z [m]	Mode 19			Mode 20		
		Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]	Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]
	3.80	-0.00	0.05	0.15	0.00	0.01	-0.00
	0.00	-0.00	0.00	0.01	0.00	0.00	-0.00
	$\Sigma=$	-0.00	0.05	0.16	0.00	0.01	-0.01

Distribution of seismic forces along height of structure - SY (+e)

Level	Z [m]	Mode 1			Mode 2		
		Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]	Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]
	3.80	85.92	-0.06	0.15	-0.03	-0.09	36.04
	0.00	0.00	-0.00	0.02	0.00	-0.00	0.13
	$\Sigma=$	85.92	-0.06	0.17	-0.03	-0.09	36.16

Level	Z [m]	Mode 3			Mode 4		
		Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]	Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]
	3.80	1.48	-0.02	0.01	0.72	263.39	-2.21
	0.00	0.00	-0.00	0.00	0.00	0.00	-0.06
	$\Sigma=$	1.48	-0.02	0.01	0.72	263.39	-2.27

Level	Z [m]	Mode 5			Mode 6		
		Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]	Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]
	3.80	-0.42	1.84	-0.06	-0.05	0.30	10.27
	0.00	-0.00	0.00	-0.00	-0.00	0.00	0.10
	$\Sigma=$	-0.42	1.84	-0.06	-0.05	0.30	10.37

Level	Z [m]	Mode 7			Mode 8		
		Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]	Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]
	3.80	-0.00	2.89	1.31	0.01	-0.00	-0.00
	0.00	0.00	0.00	0.01	0.00	-0.00	-0.00
	$\Sigma=$	-0.00	2.89	1.32	0.01	-0.00	-0.00

Level	Z [m]	Mode 9			Mode 10		
		Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]	Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]
	3.80	-0.01	9.94	0.92	0.00	0.06	-0.09
	0.00	-0.00	0.00	0.03	0.00	0.00	-0.00
	$\Sigma=$	-0.01	9.94	0.95	0.00	0.06	-0.09

Level	Z [m]	Mode 11			Mode 12		
		Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]	Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]
	3.80	0.16	-0.00	0.01	0.01	0.00	-0.00
	0.00	0.00	-0.00	0.00	0.00	-0.00	-0.00
	$\Sigma=$	0.16	-0.00	0.01	0.01	0.00	-0.00

Level	Z [m]	Mode 13			Mode 14		
		Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]	Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]
	3.80	-0.02	-0.21	7.28	0.00	0.00	0.02
	0.00	-0.00	-0.00	0.24	0.00	-0.00	0.00
	$\Sigma=$	-0.02	-0.21	7.53	0.00	0.00	0.02

Level	Z [m]	Mode 15			Mode 16		
		Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]	Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]
	3.80	0.00	0.00	-0.00	-0.00	-0.04	0.14
	0.00	0.00	0.00	-0.00	-0.00	-0.00	0.01
	$\Sigma=$	0.00	0.00	-0.00	-0.00	-0.04	0.15

Level	Z [m]	Mode 17			Mode 18		
		Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]	Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]
	3.80	0.01	-0.00	0.00	0.00	0.16	-0.05
	0.00	0.00	0.00	-0.00	0.00	0.00	-0.00
	$\Sigma=$	0.01	-0.00	0.00	0.00	0.16	-0.05

Level	Z [m]	Mode 19			Mode 20		
		Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]	Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]
	3.80	-0.00	0.08	0.24	0.00	0.12	-0.09
	0.00	-0.00	0.00	0.02	0.00	0.00	-0.01
	$\Sigma=$	-0.00	0.08	0.26	0.00	0.12	-0.11

Distribution of seismic forces along height of structure - SY (-e)

Level	Z [m]	Mode 1			Mode 2		
		Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]	Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]
	3.80	85.92	-0.06	0.15	-0.03	-0.09	36.04
	0.00	0.00	-0.00	0.02	0.00	-0.00	0.13
	$\Sigma=$	85.92	-0.06	0.17	-0.03	-0.09	36.16

Level	Z [m]	Mode 3			Mode 4		
		Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]	Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]
	3.80	1.48	-0.02	0.01	0.72	263.39	-2.21
	0.00	0.00	-0.00	0.00	0.00	0.00	-0.06
	$\Sigma=$	1.48	-0.02	0.01	0.72	263.39	-2.27

Level	Z [m]	Mode 5			Mode 6		
		Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]	Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]
	3.80	-0.42	1.84	-0.06	-0.05	0.30	10.27
	0.00	-0.00	0.00	-0.00	-0.00	0.00	0.10
	$\Sigma=$	-0.42	1.84	-0.06	-0.05	0.30	10.37

Level	Z [m]	Mode 7			Mode 8		
		Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]	Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]
	3.80	-0.00	2.89	1.31	0.01	-0.00	-0.00
	0.00	0.00	0.00	0.01	0.00	-0.00	-0.00
	$\Sigma=$	-0.00	2.89	1.32	0.01	-0.00	-0.00

Level	Z [m]	Mode 9			Mode 10		
		Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]	Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]
	3.80	-0.01	9.94	0.92	0.00	0.06	-0.09
	0.00	-0.00	0.00	0.03	0.00	0.00	-0.00
	$\Sigma=$	-0.01	9.94	0.95	0.00	0.06	-0.09

Level	Z [m]	Mode 11			Mode 12		
		Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]	Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]
	3.80	0.16	-0.00	0.01	0.01	0.00	-0.00
	0.00	0.00	-0.00	0.00	0.00	-0.00	-0.00
	$\Sigma=$	0.16	-0.00	0.01	0.01	0.00	-0.00

Level	Z [m]	Mode 13			Mode 14		
		Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]	Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]
	3.80	-0.02	-0.21	7.28	0.00	0.00	0.02
	0.00	-0.00	-0.00	0.24	0.00	-0.00	0.00
	$\Sigma=$	-0.02	-0.21	7.53	0.00	0.00	0.02

Level	Z [m]	Mode 15			Mode 16		
		Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]	Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]
	3.80	0.00	0.00	-0.00	-0.00	-0.04	0.14
	0.00	0.00	0.00	-0.00	-0.00	-0.00	0.01
	$\Sigma=$	0.00	0.00	-0.00	-0.00	-0.04	0.15

Level	Z [m]	Mode 17			Mode 18		
		Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]	Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]
	3.80	0.01	-0.00	0.00	0.00	0.16	-0.05
	0.00	0.00	0.00	-0.00	0.00	0.00	-0.00
	$\Sigma=$	0.01	-0.00	0.00	0.00	0.16	-0.05

Level	Z [m]	Mode 19			Mode 20		
		Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]	Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]
	3.80	-0.00	0.08	0.24	0.00	0.12	-0.09
	0.00	-0.00	0.00	0.02	0.00	0.00	-0.01
	$\Sigma=$	-0.00	0.08	0.26	0.00	0.12	-0.11

Distribution of seismic forces along height of structure - SZ (+e)

Level	Z [m]	Mode 1			Mode 2		
		Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]	Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]
	3.80	86.45	-0.06	0.16	-0.11	-0.29	121.10
	0.00	0.00	-0.00	0.02	0.00	-0.00	0.42
	$\Sigma=$	86.45	-0.06	0.17	-0.11	-0.29	121.52

Level	Z [m]	Mode 3			Mode 4		
		Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]	Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]
	3.80	1.56	-0.02	0.01	0.21	77.10	-0.65
	0.00	0.00	-0.00	0.00	0.00	0.00	-0.02
	$\Sigma=$	1.56	-0.02	0.01	0.21	77.10	-0.66

Level	Z [m]	Mode 5			Mode 6		
		Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]	Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]
	3.80	-0.09	0.40	-0.01	-0.16	0.92	31.60
	0.00	-0.00	0.00	-0.00	-0.00	0.00	0.30
	$\Sigma=$	-0.09	0.40	-0.01	-0.16	0.92	31.90

Level	Z [m]	Mode 7			Mode 8		
		Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]	Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]
	3.80	-0.00	1.92	0.87	0.01	-0.00	-0.00
	0.00	0.00	0.00	0.01	0.00	-0.00	-0.00
	$\Sigma=$	-0.00	1.92	0.88	0.01	-0.00	-0.00

Level	Z [m]	Mode 9			Mode 10		
		Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]	Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]
	3.80	-0.00	3.82	0.36	-0.00	-0.13	0.20
	0.00	-0.00	0.00	0.01	-0.00	-0.00	0.01
	$\Sigma=$	-0.00	3.82	0.37	-0.00	-0.13	0.21

Level	Z [m]	Mode 11			Mode 12		
		Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]	Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]
	3.80	0.18	-0.00	0.01	0.00	0.00	-0.00
	0.00	0.00	-0.00	0.00	0.00	-0.00	-0.00
	$\Sigma=$	0.18	-0.00	0.01	0.00	0.00	-0.00

Level	Z [m]	Mode 13			Mode 14		
		Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]	Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]
	3.80	-0.06	-0.76	26.57	0.00	0.00	0.05
	0.00	-0.00	-0.00	0.89	0.00	-0.00	0.00
	$\Sigma=$	-0.06	-0.76	27.46	0.00	0.00	0.05

Level	Z [m]	Mode 15			Mode 16		
		Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]	Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]
	3.80	-0.00	-0.00	0.00	-0.02	-0.61	2.37
	0.00	-0.00	-0.00	0.00	-0.00	-0.00	0.12
	$\Sigma=$	-0.00	-0.00	0.00	-0.02	-0.61	2.49

Level	Z [m]	Mode 17			Mode 18		
		Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]	Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]
	3.80	0.01	-0.00	0.00	-0.00	-0.00	0.00
	0.00	0.00	0.00	-0.00	-0.00	-0.00	0.00
	$\Sigma=$	0.01	-0.00	0.00	-0.00	-0.00	0.00

Level	Z [m]	Mode 19			Mode 20		
		Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]	Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]
	3.80	-0.01	0.15	0.42	-0.00	-0.10	0.07
	0.00	-0.00	0.00	0.04	-0.00	-0.00	0.01
	$\Sigma=$	-0.01	0.15	0.45	-0.00	-0.10	0.09

Distribution of seismic forces along height of structure - SZ (-e)

Level	Z [m]	Mode 1			Mode 2		
		Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]	Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]
	3.80	86.45	-0.06	0.16	-0.11	-0.29	121.10
	0.00	0.00	-0.00	0.02	0.00	-0.00	0.42
	Σ=	86.45	-0.06	0.17	-0.11	-0.29	121.52

Level	Z [m]	Mode 3			Mode 4		
		Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]	Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]
	3.80	1.56	-0.02	0.01	0.21	77.10	-0.65
	0.00	0.00	-0.00	0.00	0.00	0.00	-0.02
	Σ=	1.56	-0.02	0.01	0.21	77.10	-0.66

Level	Z [m]	Mode 5			Mode 6		
		Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]	Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]
	3.80	-0.09	0.40	-0.01	-0.16	0.92	31.60
	0.00	-0.00	0.00	-0.00	-0.00	0.00	0.30
	Σ=	-0.09	0.40	-0.01	-0.16	0.92	31.90

Level	Z [m]	Mode 7			Mode 8		
		Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]	Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]
	3.80	-0.00	1.92	0.87	0.01	-0.00	-0.00
	0.00	0.00	0.00	0.01	0.00	-0.00	-0.00
	Σ=	-0.00	1.92	0.88	0.01	-0.00	-0.00

Level	Z [m]	Mode 9			Mode 10		
		Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]	Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]
	3.80	-0.00	3.82	0.36	-0.00	-0.13	0.20
	0.00	-0.00	0.00	0.01	-0.00	-0.00	0.01
	Σ=	-0.00	3.82	0.37	-0.00	-0.13	0.21

Level	Z [m]	Mode 11			Mode 12		
		Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]	Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]
	3.80	0.18	-0.00	0.01	0.00	0.00	-0.00
	0.00	0.00	-0.00	0.00	0.00	-0.00	-0.00
	Σ=	0.18	-0.00	0.01	0.00	0.00	-0.00

Level	Z [m]	Mode 13			Mode 14		
		Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]	Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]
	3.80	-0.06	-0.76	26.57	0.00	0.00	0.05
	0.00	-0.00	-0.00	0.89	0.00	-0.00	0.00
	Σ=	-0.06	-0.76	27.46	0.00	0.00	0.05

Level	Z [m]	Mode 15			Mode 16		
		Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]	Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]
	3.80	-0.00	-0.00	0.00	-0.02	-0.61	2.37
	0.00	-0.00	-0.00	0.00	-0.00	-0.00	0.12
	Σ=	-0.00	-0.00	0.00	-0.02	-0.61	2.49

Level	Z [m]	Mode 17			Mode 18		
		Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]	Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]
	3.80	0.01	-0.00	0.00	-0.00	-0.00	0.00
	0.00	0.00	0.00	-0.00	-0.00	-0.00	0.00
	Σ=	0.01	-0.00	0.00	-0.00	-0.00	0.00

Level	Z [m]	Mode 19			Mode 20		
		Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]	Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]
	3.80	-0.01	0.15	0.42	-0.00	-0.10	0.07
	0.00	-0.00	0.00	0.04	-0.00	-0.00	0.01
	Σ=	-0.01	0.15	0.45	-0.00	-0.10	0.09

Distribution factors - relative share

Mode \ Name	1. SX (+e)	2. SX (-e)	3. SY (+e)	4. SY (-e)	5. SZ (+e)	6. SZ (-e)
1	0.858	0.858	0.080	0.080	0.111	0.111
2	0.032	0.032	0.033	0.033	0.514	0.514
3	0.015	0.015	0.001	0.001	0.002	0.002
4	0.071	0.071	0.819	0.819	0.095	0.095
5	0.000	0.000	0.005	0.005	0.000	0.000
6	0.009	0.009	0.011	0.011	0.136	0.136
7	0.001	0.001	0.010	0.010	0.006	0.006
8	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
9	0.003	0.003	0.032	0.032	0.006	0.006

Distribution factors - relative share

Mode \ Name	1. SX (+e)	2. SX (-e)	3. SY (+e)	4. SY (-e)	5. SZ (+e)	6. SZ (-e)
10	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001	0.001
11	0.002	0.002	0.000	0.000	0.000	0.000
12	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
13	0.007	0.007	0.006	0.006	0.115	0.115
14	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
15	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
16	0.000	0.000	0.000	0.000	0.010	0.010
17	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
18	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
19	0.000	0.000	0.001	0.001	0.002	0.002
20	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

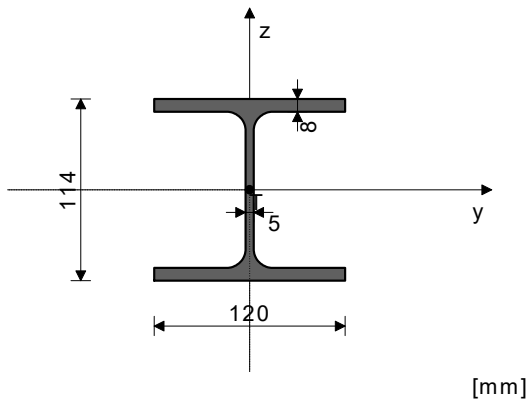
Distribution factors - mass involvement

Mode	U [$\alpha=0^\circ$]	U [$\alpha=0^\circ$]	U [$\alpha=0^\circ$]	U [Z]
1	29.39	29.39	29.39	0.00
2	0.00	0.00	0.00	12.48
3	0.54	0.54	0.54	0.00
4	0.00	0.00	0.00	0.00
5	0.01	0.01	0.01	0.00
6	0.00	0.00	0.00	3.45
7	0.00	0.00	0.00	0.06
8	0.00	0.00	0.00	0.00
9	0.00	0.00	0.00	0.01
10	0.00	0.00	0.00	0.03
11	0.06	0.06	0.06	0.00
12	0.00	0.00	0.00	0.00
13	0.00	0.00	0.00	3.19
14	0.00	0.00	0.00	0.01
15	0.00	0.00	0.00	0.00
16	0.00	0.00	0.00	0.31
17	0.00	0.00	0.00	0.00
18	0.00	0.00	0.00	0.00
19	0.00	0.00	0.00	0.05
20	0.00	0.00	0.00	0.02
ΣU (%)	30.01	30.01	30.01	19.61

BEAM 156-55

CROSS-SECTION: IPBI 120 [S 235] [Set: 3]
EUROCODE 3 (ENV)

CROSS-SECTION PROPERTIES



$A_x =$	25.300 cm ²
$A_y =$	16.880 cm ²
$A_z =$	8.420 cm ²
$I_x =$	6.020 cm ⁴
$I_y =$	606.00 cm ⁴
$I_z =$	231.00 cm ⁴
$W_y =$	106.32 cm ³
$W_z =$	38.500 cm ³
$W_{y,pl} =$	116.40 cm ³
$W_{z,pl} =$	57.600 cm ³
$\gamma_{M0} =$	1.100
$\gamma_{M1} =$	1.100
$\gamma_{M2} =$	1.250
$A_{net}/A =$	0.900

($f_y = 23.5$ kN/cm², $f_u = 36.0$ kN/cm²)

[mm]

UTILISATION FACTORS FOR ALL LOAD CASE COMBINATIONS

9. $\gamma=0.17$	22. $\gamma=0.14$	17. $\gamma=0.14$
16. $\gamma=0.14$	21. $\gamma=0.13$	20. $\gamma=0.13$
35. $\gamma=0.13$	18. $\gamma=0.12$	19. $\gamma=0.12$
14. $\gamma=0.12$	15. $\gamma=0.12$	30. $\gamma=0.12$
29. $\gamma=0.12$	12. $\gamma=0.11$	13. $\gamma=0.11$
33. $\gamma=0.11$	34. $\gamma=0.11$	10. $\gamma=0.11$
11. $\gamma=0.11$	32. $\gamma=0.11$	31. $\gamma=0.11$
28. $\gamma=0.10$	27. $\gamma=0.10$	26. $\gamma=0.10$
25. $\gamma=0.10$	36. $\gamma=0.10$	23. $\gamma=0.09$
24. $\gamma=0.09$		

MEMBER SUBJECT TO AXIAL TENSION AND BENDING
(load 9, at 202.0 cm from the start of the member)

The axial force design value	$N_{sd} =$	0.266 kN
The shear force design value(z-z)	$V_{sd_z} =$	0.240 kN
The bending mom.design value(y-y)	$M_{sd_y} =$	3.422 kNm
System length	$L =$	505.00 cm

5.3 CLASSIFICATION OF CROSS-SECTIONS

Class 1 cross-sections

5.4 RESISTANCE OF CROSS-SECTIONS

5.4.3 Tension

The design pl.resist.mom.(gross sect.)	$N_{pl.Rd} =$	540.50 kN
The design ult.resist.(net sect.)	$N_{u.Rd} =$	590.20 kN
The design tension resistance	$N_{t.Rd} =$	540.50 kN

Requirement 5.13: $N_{sd} \leq N_{t.Rd}$ (0.27 ≤ 540.50)

5.4.5 Bending about the y-y axis

The design plastic resistance	$M_{pl.Rd} =$	24.868 kNm
The design local buck. resist.	$M_{o.Rd} =$	22.713 kNm
The design el.resist.moment	$M_{el.Rd} =$	22.713 kNm
The design moment resistance	$M_{c.Rd} =$	24.868 kNm

Requirement 5.17: $M_{sd_y} \leq M_{c.Rd_y}$ (3.42 ≤ 24.87)

5.4.6 Shear

The design pl.shear resist.(z-z)	$V_{pl.Rd} =$	103.85 kN
----------------------------------	---------------	-----------

Requirement 5.20: $V_{sd_z} \leq V_{pl.Rd_z}$ (0.24 ≤ 103.85)

5.4.9 Bending, shear and axial force

No reduction need be made in the resistance moment

Requirement: $V_{sd_z} \leq 50\%V_{pl.Rd_z}$

5.4.8 Bending and axial force

Ratio $M_{sd_y} / M_{pl.Rd_y}$	0.138
----------------------------------	-------

Requirement 5.36: (0.14 ≤ 1)

5.5. BUCKLING RESISTANCE OF MEMBERS

5.5.2 Lateral-torsional buckling of beams

Coefficient	C1 =	1.285
Coefficient	C2 =	1.562
Coefficient	C3 =	0.753
The eff.length fact.for later.restr.	k =	1.000
The eff.length fact.for tors.restr.	kw =	1.000
Coordinate	zg =	0.000 cm
Coordinate	zj =	0.000 cm
Length between lateral restr.points	L =	505.00 cm
The warping constant	Iw =	6471.9 cm ⁶
The elast.crit.mom.(l-t buck.)	Mcr =	40.870 kNm
Coefficient	β_w =	1.000
The imperfection factor	α_{LT} =	0.210
The non-dimensional slenderness	λ_{LT} =	0.818
The reduction factor	χ_{LT} =	0.785
The design buckling resistance	Mb.Rd =	19.526 kNm

5.5.3 Bending and axial tension

A reduct.factor for vector.effects	ψ_{vec} =	0.800
The el.sect.modul.(extr.compr.fibre)	Wcom =	106.32 cm ³
An effective design internal mom.	Meff.sd =	3.413 kNm

Requirement 5.50: Meff.sd <= Mb.Rd (3.41 <= 19.53)

5.6 SHEAR BUCKLING RESISTANCE

For shear along z-z axis

The relevant width	d =	9.800 cm
The relevant thickness	tw =	0.500 cm
No intermediate transverse stiffeners		
Buckling factor for shear	k_τ =	5.340

No check for resistance to shear buckling need be made

Requirement: d / tw <= 69 ϵ (19.60 <= 69.00)

5.6.7 Interaction between shear force,bend.and axial force

For shear along z-z axis

The design pl.resist.mom.(flanges)	Mf.Rd =	23.380 kNm
------------------------------------	---------	------------

Criteria 5.66a and 5.66b are satisfied

5.7 RESISTANCE OF WEBS TO TRANSVERSE FORCES

5.7.7 Flange induced buckling

The factor (class 1 flanges)	k =	0.300
The area of the web	Aw =	5.700 cm ²
The area of the compression flange	Afc =	9.600 cm ²

Flange induced buckling is prevented

Requirement 5.80: (19.60 <= 206.57)

Check of the shear resistance
(load 9, end of the member)

The axial force design value	Nsd =	0.798 kN
The shear force design value(z-z)	Vsd_z =	3.084 kN
The bending mom.design value(y-y)	Msd_y =	-3.030 kNm
System length	L =	505.00 cm

5.4 RESISTANCE OF CROSS-SECTIONS

5.4.6 Shear

The design pl.shear resist.(z-z)	Vpl.Rd =	103.85 kN
----------------------------------	----------	-----------

Requirement 5.20: Vsd_z <= Vpl.Rd_z (3.08 <= 103.85)

5.6 SHEAR BUCKLING RESISTANCE

For shear along z-z axis

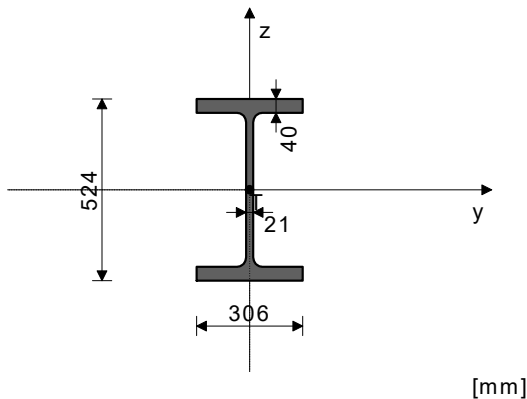
The relevant width	d =	9.800 cm
The relevant thickness	tw =	0.500 cm
No intermediate transverse stiffeners		
Buckling factor for shear	k_τ =	5.340

No check for resistance to shear buckling need be made

Requirement: d / tw <= 69 ϵ (19.60 <= 69.00)

BEAM 171-508CROSS-SECTION: IPBv 500 [S 235] [Set: 2]
EUROCODE 3 (ENV)

CROSS-SECTION PROPERTIES



A_x	=	344.00 cm ²
A_y	=	214.80 cm ²
A_z	=	129.20 cm ²
I_x	=	1540.0 cm ⁴
I_y	=	1.62e+5 cm ⁴
I_z	=	19150 cm ⁴
W_y	=	6179.4 cm ³
W_z	=	1251.6 cm ³
$W_{y,pl}$	=	7257.2 cm ³
$W_{z,pl}$	=	1872.7 cm ³
γ_{M0}	=	1.100
γ_{M1}	=	1.100
γ_{M2}	=	1.250
A_{net}/A	=	0.900

[mm]

(fy = 23.5 kN/cm², fu = 36.0 kN/cm²)

UTILISATION FACTORS FOR ALL LOAD CASE COMBINATIONS

9. $\gamma=0.53$	14. $\gamma=0.42$	15. $\gamma=0.42$
22. $\gamma=0.42$	35. $\gamma=0.41$	12. $\gamma=0.39$
13. $\gamma=0.39$	10. $\gamma=0.38$	11. $\gamma=0.38$
27. $\gamma=0.38$	28. $\gamma=0.38$	26. $\gamma=0.34$
25. $\gamma=0.34$	23. $\gamma=0.34$	24. $\gamma=0.33$
20. $\gamma=0.32$	21. $\gamma=0.32$	16. $\gamma=0.32$
17. $\gamma=0.32$	18. $\gamma=0.31$	19. $\gamma=0.31$
36. $\gamma=0.30$	29. $\gamma=0.28$	30. $\gamma=0.28$
33. $\gamma=0.27$	34. $\gamma=0.27$	32. $\gamma=0.26$
31. $\gamma=0.26$		

MEMBER SUBJECT TO AXIAL COMPRESSION AND BENDING
(load 9, end of the member)

The axial force design value	N_{sd}	=	-107.89 kN
The shear force design value(y-y)	V_{sd_y}	=	-0.098 kN
The shear force design value(z-z)	V_{sd_z}	=	221.40 kN
The bending mom.design value(y-y)	M_{sd_y}	=	-498.62 kNm
The bending mom.design value(z-z)	M_{sd_z}	=	0.023 kNm
System length	L	=	1510.0 cm

5.3 CLASSIFICATION OF CROSS-SECTIONS

Class 1 cross-sections

5.4 RESISTANCE OF CROSS-SECTIONS

5.4.4 Compression

The design plastic resistance	$N_{pl,Rd}$	=	7349.1 kN
The design compression resistance	$N_{c,Rd}$	=	7349.1 kN

Requirement 5.16: $N_{sd} \leq N_{c,Rd}$ (107.89 ≤ 7349.09)

5.4.5 Bending about the y-y axis

The design plastic resistance	$M_{pl,Rd}$	=	1550.4 kNm
The design local buck. resist.	$M_{o,Rd}$	=	1320.1 kNm
The design el.resist.moment	$M_{el,Rd}$	=	1320.1 kNm
The design moment resistance	$M_{c,Rd}$	=	1550.4 kNm

Requirement 5.17: $M_{sd_y} \leq M_{c,Rd_y}$ (498.62 ≤ 1550.39)

5.4.5 Bending about the z-z axis

The design plastic resistance	$M_{pl,Rd}$	=	400.08 kNm
The design local buck. resist.	$M_{o,Rd}$	=	267.39 kNm
The design el.resist.moment	$M_{el,Rd}$	=	267.39 kNm
The design moment resistance	$M_{c,Rd}$	=	400.08 kNm

Requirement 5.17: $M_{sd_z} \leq M_{c,Rd_z}$ (0.02 ≤ 400.08)

5.4.6 Shear

The design pl.shear resist.(z-z)	$V_{pl,Rd}$	=	1593.6 kN
----------------------------------	-------------	---	-----------

Requirement 5.20: $V_{sd_z} \leq V_{pl,Rd_z}$ (221.40 ≤ 1593.59)

The design pl.shear resist.(y-y) $V_{pl,Rd} = 2649.4$ kN
Requirement 5.20: $V_{sd,y} \leq V_{pl,Rd,y}$ (0.10 \leq 2649.41)

5.4.9 Bending, shear and axial force
 No reduction need be made in the resistance moment
 Requirement: $V_{sd,z} \leq 50\%V_{pl,Rd,z}$ i $V_{sd,y} \leq 50\%V_{pl,Rd,y}$

5.4.8 Bending and axial force
 Ratio $N_{sd} / N_{pl,Rd} = 0.015$
 Ratio $M_{sd,y} / M_{pl,Rd,y} = 0.322$
Requirement 5.36: (0.34 \leq 1)

5.5. BUCKLING RESISTANCE OF MEMBERS

5.5.1.1 Buckling resistance
 Buckling length y-y $l_y = 1510.0$ cm
 Radius of gyration y-y $i_y = 21.694$ cm
 Slenderness y-y $\lambda_y = 69.604$
 Relative slenderness y-y $\lambda_{rel,y} = 0.741$
 Buckling curve for axis y-y: B $\alpha = 0.340$
 The reduction factor $\chi_y = 0.760$
 The effective area factor $\beta_A = 1.000$
 The design buckling resistance $N_{b,Rd,y} = 5584.6$ kN
Requirement 5.45: $N_{sd} \leq N_{b,Rd,y}$ (107.89 \leq 5584.65)

Buckling length z-z $l_z = 1510.0$ cm
 Radius of gyration z-z $i_z = 7.461$ cm
 Slenderness z-z $\lambda_z = 202.38$
 Relative slenderness z-z $\lambda_{rel,z} = 2.155$
 Buckling curve for axis z-z: C $\alpha = 0.490$
 The reduction factor $\chi_z = 0.172$
 The effective area factor $\beta_A = 1.000$
 The design buckling resistance $N_{b,Rd,z} = 1266.5$ kN
Requirement 5.45: $N_{sd} \leq N_{b,Rd,z}$ (107.89 \leq 1266.46)

5.5.2 Lateral-torsional buckling of beams
 Coefficient $C_1 = 1.285$
 Coefficient $C_2 = 1.562$
 Coefficient $C_3 = 0.753$
 The eff.length fact.for later.restr. $k = 1.000$
 The eff.length fact.for tors.restr. $k_w = 1.000$
 Coordinate $z_g = 0.000$ cm
 Coordinate $z_j = 0.000$ cm
 Length between lateral restr.points $L = 1510.0$ cm
 The warping constant $I_w = 1.12e+7$ cm⁶
 The elast.crit.mom.(l-t buck.) $M_{cr} = 1966.6$ kNm
 Coefficient $\beta_w = 1.000$
 The imperfection factor $\alpha_{LT} = 0.210$
 The non-dimensional slenderness $\lambda_{LT} = 0.931$
 The reduction factor $\chi_{LT} = 0.713$
 The design buckling resistance $M_{b,Rd} = 1105.5$ kNm
Requirement 5.48: $M_{sd,y} \leq M_{b,Rd}$ (498.62 \leq 1105.54)

5.5.4 Bending and axial compression
 The reduction factor $\chi_{min} = 0.172$
 $N_{sd} / \dots = 0.085$
 The equiv.unif.mom.fact.flex.buck. $\beta_y = 1.300$
 Coefficient $\mu_y = -0.864$
 Coefficient $k_y = 1.015$
 $k_y * M_y / \dots = 0.326$
 The equiv.unif.mom.fact.flex.buck. $\beta_z = 1.348$
 Coefficient $\mu_z = -2.315$
 Coefficient $k_z = 1.179$
 $k_z * M_z / \dots = 0.000$
Requirement 5.51: (0.41 \leq 1)

The reduction factor $\chi_{-z} = 0.172$
 $N_{sd} / \dots = 0.085$
 The reduction factor $\chi_{LT} = 0.713$
 The equiv.unif.mom.fact.(l-t.buck.) $\beta_{M,LT} = 1.300$
 Coefficient $\mu_{LT} = 0.270$
 Coefficient $k_{LT} = 0.979$

kLT * My / ...		0.442
The equiv.unif.mom.fact.flex.buck.	$\beta_z =$	1.348
Coefficient	$\mu_z =$	-2.315
Coefficient	$k_z =$	1.179
$k_z * M_z / ...$		0.000

Requirement 5.52: (0.53 <= 1)

5.6 SHEAR BUCKLING RESISTANCE

For shear along z-z axis

The relevant width	d =	44.400 cm
The relevant thickness	tw =	2.100 cm
No intermediate transverse stiffeners		
Buckling factor for shear	$k_\tau =$	5.340

No check for resistance to shear buckling need be made

Requirement: d / tw <= 69 ϵ (21.14 <= 69.00)

5.6.7 Interaction between shear force,bend.and axial force

For shear along z-z axis

The design pl.resist.mom.(flanges)	Mf.Rd =	1369.9 kNm
------------------------------------	---------	------------

Criteria 5.66a and 5.66b are satisfied

5.7 RESISTANCE OF WEBS TO TRANSVERSE FORCES

5.7.7 Flange induced buckling

The factor (class 1 flanges)	k =	0.300
The area of the web	Aw =	110.04 cm ²
The area of the compression flange	Afc =	122.40 cm ²

Flange induced buckling is prevented

Requirement 5.80: (21.14 <= 254.19)

Check of the shear resistance

(load 9, at the beginning of the member)

The axial force design value	Nsd =	-99.579 kN
The shear force design value(y-y)	Vsd_y =	0.022 kN
The shear force design value(z-z)	Vsd_z =	-225.08 kN
The bending mom.design value(y-y)	Msd_y =	-494.62 kNm
The bending mom.design value(z-z)	Msd_z =	0.015 kNm
System length	L =	1510.0 cm

5.4 RESISTANCE OF CROSS-SECTIONS

5.4.6 Shear

The design pl.shear resist.(z-z)	Vpl.Rd =	1593.6 kN
----------------------------------	----------	-----------

Requirement 5.20: Vsd_z <= Vpl.Rd_z (225.08 <= 1593.59)

The design pl.shear resist.(y-y)	Vpl.Rd =	2649.4 kN
----------------------------------	----------	-----------

Requirement 5.20: Vsd_y <= Vpl.Rd_y (0.02 <= 2649.41)

5.6 SHEAR BUCKLING RESISTANCE

For shear along z-z axis

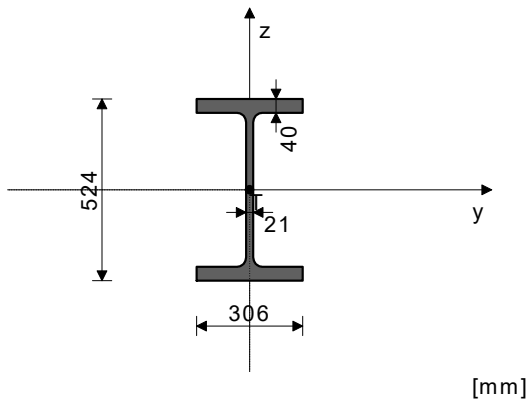
The relevant width	d =	44.400 cm
The relevant thickness	tw =	2.100 cm
No intermediate transverse stiffeners		
Buckling factor for shear	$k_\tau =$	5.340

No check for resistance to shear buckling need be made

Requirement: d / tw <= 69 ϵ (21.14 <= 69.00)

BEAM 66-437CROSS-SECTION: IPBv 500 [S 235] [Set: 2]
EUROCODE 3 (ENV)

CROSS-SECTION PROPERTIES



A_x	=	344.00 cm ²
A_y	=	214.80 cm ²
A_z	=	129.20 cm ²
I_x	=	1540.0 cm ⁴
I_y	=	1.62e+5 cm ⁴
I_z	=	19150 cm ⁴
W_y	=	6179.4 cm ³
W_z	=	1251.6 cm ³
$W_{y,pl}$	=	7257.2 cm ³
$W_{z,pl}$	=	1872.7 cm ³
γ_{M0}	=	1.100
γ_{M1}	=	1.100
γ_{M2}	=	1.250
A_{net}/A	=	0.900

[mm]

(fy = 23.5 kN/cm², fu = 36.0 kN/cm²)

UTILISATION FACTORS FOR ALL LOAD CASE COMBINATIONS

9. $\gamma=0.53$	14. $\gamma=0.42$	15. $\gamma=0.42$
22. $\gamma=0.42$	35. $\gamma=0.41$	12. $\gamma=0.40$
13. $\gamma=0.40$	10. $\gamma=0.39$	11. $\gamma=0.38$
28. $\gamma=0.38$	27. $\gamma=0.38$	26. $\gamma=0.35$
25. $\gamma=0.35$	23. $\gamma=0.34$	24. $\gamma=0.34$
20. $\gamma=0.32$	21. $\gamma=0.32$	16. $\gamma=0.32$
17. $\gamma=0.32$	18. $\gamma=0.31$	19. $\gamma=0.31$
36. $\gamma=0.30$	29. $\gamma=0.28$	30. $\gamma=0.28$
34. $\gamma=0.27$	33. $\gamma=0.27$	31. $\gamma=0.26$
32. $\gamma=0.26$		

MEMBER SUBJECT TO AXIAL COMPRESSION AND BENDING
(load 9, end of the member)

The axial force design value	N_{sd}	=	-107.85 kN
The shear force design value(y-y)	V_{sd_y}	=	0.052 kN
The shear force design value(z-z)	V_{sd_z}	=	221.46 kN
The bending mom.design value(y-y)	M_{sd_y}	=	-498.70 kNm
The bending mom.design value(z-z)	M_{sd_z}	=	-0.014 kNm
System length	L	=	1510.0 cm

5.3 CLASSIFICATION OF CROSS-SECTIONS

Class 1 cross-sections

5.4 RESISTANCE OF CROSS-SECTIONS

5.4.4 Compression

The design plastic resistance	$N_{pl,Rd}$	=	7349.1 kN
The design compression resistance	$N_{c,Rd}$	=	7349.1 kN

Requirement 5.16: $N_{sd} \leq N_{c,Rd}$ (107.85 ≤ 7349.09)

5.4.5 Bending about the y-y axis

The design plastic resistance	$M_{pl,Rd}$	=	1550.4 kNm
The design local buck. resist.	$M_{o,Rd}$	=	1320.1 kNm
The design el.resist.moment	$M_{el,Rd}$	=	1320.1 kNm
The design moment resistance	$M_{c,Rd}$	=	1550.4 kNm

Requirement 5.17: $M_{sd_y} \leq M_{c,Rd_y}$ (498.70 ≤ 1550.39)

5.4.5 Bending about the z-z axis

The design plastic resistance	$M_{pl,Rd}$	=	400.08 kNm
The design local buck. resist.	$M_{o,Rd}$	=	267.39 kNm
The design el.resist.moment	$M_{el,Rd}$	=	267.39 kNm
The design moment resistance	$M_{c,Rd}$	=	400.08 kNm

Requirement 5.17: $M_{sd_z} \leq M_{c,Rd_z}$ (0.01 ≤ 400.08)

5.4.6 Shear

The design pl.shear resist.(z-z)	$V_{pl,Rd}$	=	1593.6 kN
----------------------------------	-------------	---	-----------

Requirement 5.20: $V_{sd_z} \leq V_{pl,Rd_z}$ (221.46 ≤ 1593.59)

The design pl.shear resist.(y-y) $V_{pl,Rd} = 2649.4$ kN
Requirement 5.20: $V_{sd,y} \leq V_{pl,Rd,y}$ (0.05 \leq 2649.41)

5.4.9 Bending, shear and axial force
 No reduction need be made in the resistance moment
 Requirement: $V_{sd,z} \leq 50\%V_{pl,Rd,z}$ i $V_{sd,y} \leq 50\%V_{pl,Rd,y}$

5.4.8 Bending and axial force
 Ratio $N_{sd} / N_{pl,Rd} = 0.015$
 Ratio $M_{sd,y} / M_{pl,Rd,y} = 0.322$
Requirement 5.36: (0.34 \leq 1)

5.5. BUCKLING RESISTANCE OF MEMBERS

5.5.1.1 Buckling resistance
 Buckling length y-y $l_{y} = 1510.0$ cm
 Radius of gyration y-y $i_{y} = 21.694$ cm
 Slenderness y-y $\lambda_{y} = 69.604$
 Relative slenderness y-y $\lambda_{rel,y} = 0.741$
 Buckling curve for axis y-y: B $\alpha = 0.340$
 The reduction factor $\chi_{y} = 0.760$
 The effective area factor $\beta A = 1.000$
 The design buckling resistance $N_{b,Rd,y} = 5584.6$ kN
Requirement 5.45: $N_{sd} \leq N_{b,Rd,y}$ (107.85 \leq 5584.65)

Buckling length z-z $l_{z} = 1510.0$ cm
 Radius of gyration z-z $i_{z} = 7.461$ cm
 Slenderness z-z $\lambda_{z} = 202.38$
 Relative slenderness z-z $\lambda_{rel,z} = 2.155$
 Buckling curve for axis z-z: C $\alpha = 0.490$
 The reduction factor $\chi_{z} = 0.172$
 The effective area factor $\beta A = 1.000$
 The design buckling resistance $N_{b,Rd,z} = 1266.5$ kN
Requirement 5.45: $N_{sd} \leq N_{b,Rd,z}$ (107.85 \leq 1266.46)

5.5.2 Lateral-torsional buckling of beams
 Coefficient $C1 = 1.285$
 Coefficient $C2 = 1.562$
 Coefficient $C3 = 0.753$
 The eff.length fact.for later.restr. $k = 1.000$
 The eff.length fact.for tors.restr. $k_w = 1.000$
 Coordinate $z_g = 0.000$ cm
 Coordinate $z_j = 0.000$ cm
 Length between lateral restr.points $L = 1510.0$ cm
 The warping constant $I_w = 1.12e+7$ cm⁶
 The elast.crit.mom.(l-t buck.) $M_{cr} = 1966.6$ kNm
 Coefficient $\beta_w = 1.000$
 The imperfection factor $\alpha_{LT} = 0.210$
 The non-dimensional slenderness $\lambda_{LT} = 0.931$
 The reduction factor $\chi_{LT} = 0.713$
 The design buckling resistance $M_{b,Rd} = 1105.5$ kNm
Requirement 5.48: $M_{sd,y} \leq M_{b,Rd}$ (498.70 \leq 1105.54)

5.5.4 Bending and axial compression
 The reduction factor $\chi_{min} = 0.172$
 $N_{sd} / \dots = 0.085$
 The equiv.unif.mom.fact.flex.buck. $\beta_y = 1.300$
 Coefficient $\mu_y = -0.864$
 Coefficient $k_y = 1.015$
 $k_y * M_y / \dots = 0.327$
 The equiv.unif.mom.fact.flex.buck. $\beta_z = 1.428$
 Coefficient $\mu_z = -1.971$
 Coefficient $k_z = 1.153$
 $k_z * M_z / \dots = 0.000$
Requirement 5.51: (0.41 \leq 1)

The reduction factor $\chi_{-z} = 0.172$
 $N_{sd} / \dots = 0.085$
 The reduction factor $\chi_{LT} = 0.713$
 The equiv.unif.mom.fact.(l-t.buck.) $\beta_{M,LT} = 1.300$
 Coefficient $\mu_{LT} = 0.270$
 Coefficient $k_{LT} = 0.979$

kLT * My / ...		0.442
The equiv.unif.mom.fact.flex.buck.	$\beta_z =$	1.428
Coefficient	$\mu_z =$	-1.971
Coefficient	$k_z =$	1.153
$k_z * M_z / ...$		0.000

Requirement 5.52: (0.53 <= 1)

5.6 SHEAR BUCKLING RESISTANCE

For shear along z-z axis

The relevant width	$d =$	44.400 cm
The relevant thickness	$t_w =$	2.100 cm
No intermediate transverse stiffeners		
Buckling factor for shear	$k_\tau =$	5.340

No check for resistance to shear buckling need be made

Requirement: $d / t_w \leq 69 \text{ } \varepsilon$ (21.14 <= 69.00)

5.6.7 Interaction between shear force,bend.and axial force

For shear along z-z axis

The design pl.resist.mom.(flanges)	Mf.Rd =	1369.9 kNm
------------------------------------	---------	------------

Criteria 5.66a and 5.66b are satisfied

5.7 RESISTANCE OF WEBS TO TRANSVERSE FORCES

5.7.7 Flange induced buckling

The factor (class 1 flanges)	$k =$	0.300
The area of the web	$A_w =$	110.04 cm ²
The area of the compression flange	$A_{fc} =$	122.40 cm ²

Flange induced buckling is prevented

Requirement 5.80: (21.14 <= 254.19)

Check of the shear resistance

(load 9, at the beginning of the member)

The axial force design value	$N_{sd} =$	-99.511 kN
The shear force design value(z-z)	$V_{sd_z} =$	-225.11 kN
The bending mom.design value(y-y)	$M_{sd_y} =$	-494.63 kNm
System length	$L =$	1510.0 cm

5.4 RESISTANCE OF CROSS-SECTIONS

5.4.6 Shear

The design pl.shear resist.(z-z)	$V_{pl.Rd} =$	1593.6 kN
----------------------------------	---------------	-----------

Requirement 5.20: $V_{sd_z} \leq V_{pl.Rd_z}$ (225.11 <= 1593.59)

5.6 SHEAR BUCKLING RESISTANCE

For shear along z-z axis

The relevant width	$d =$	44.400 cm
The relevant thickness	$t_w =$	2.100 cm
No intermediate transverse stiffeners		
Buckling factor for shear	$k_\tau =$	5.340

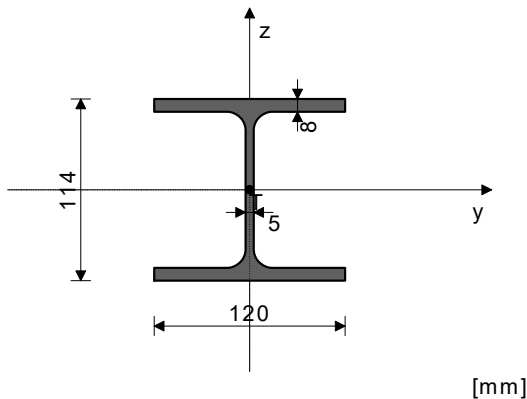
No check for resistance to shear buckling need be made

Requirement: $d / t_w \leq 69 \text{ } \varepsilon$ (21.14 <= 69.00)

BEAM 348-199

CROSS-SECTION: IPBI 120 [S 235] [Set: 3]
EUROCODE 3 (ENV)

CROSS-SECTION PROPERTIES



A_x	=	25.300 cm ²
A_y	=	16.880 cm ²
A_z	=	8.420 cm ²
I_x	=	6.020 cm ⁴
I_y	=	606.00 cm ⁴
I_z	=	231.00 cm ⁴
W_y	=	106.32 cm ³
W_z	=	38.500 cm ³
$W_{y,pl}$	=	116.40 cm ³
$W_{z,pl}$	=	57.600 cm ³
γ_{M0}	=	1.100
γ_{M1}	=	1.100
γ_{M2}	=	1.250
A_{net}/A	=	0.900

[mm]

($f_y = 23.5$ kN/cm², $f_u = 36.0$ kN/cm²)

UTILISATION FACTORS FOR ALL LOAD CASE COMBINATIONS

9. $\gamma=0.62$	11. $\gamma=0.53$	10. $\gamma=0.52$
22. $\gamma=0.50$	15. $\gamma=0.48$	14. $\gamma=0.48$
35. $\gamma=0.47$	24. $\gamma=0.47$	23. $\gamma=0.46$
13. $\gamma=0.46$	12. $\gamma=0.46$	28. $\gamma=0.42$
27. $\gamma=0.42$	26. $\gamma=0.40$	25. $\gamma=0.39$
19. $\gamma=0.37$	18. $\gamma=0.36$	36. $\gamma=0.35$
17. $\gamma=0.34$	16. $\gamma=0.34$	32. $\gamma=0.30$
31. $\gamma=0.30$	21. $\gamma=0.30$	20. $\gamma=0.29$
30. $\gamma=0.28$	29. $\gamma=0.28$	34. $\gamma=0.24$
33. $\gamma=0.23$		

MEMBER SUBJECT TO AXIAL COMPRESSION AND BENDING
(load 9, at the beginning of the member)

The axial force design value	N_{sd}	=	-1.590 kN
The shear force design value(z-z)	V_{sd_z}	=	-11.813 kN
The bending mom.design value(y-y)	M_{sd_y}	=	-11.967 kNm
System length	L	=	505.00 cm

5.3 CLASSIFICATION OF CROSS-SECTIONS

Class 1 cross-sections

5.4 RESISTANCE OF CROSS-SECTIONS

5.4.4 Compression

The design plastic resistance	$N_{pl,Rd}$	=	540.50 kN
The design compression resistance	$N_{c,Rd}$	=	540.50 kN

Requirement 5.16: $N_{sd} \leq N_{c,Rd}$ (1.59 ≤ 540.50)

5.4.5 Bending about the y-y axis

The design plastic resistance	$M_{pl,Rd}$	=	24.868 kNm
The design local buck. resist.	$M_{o,Rd}$	=	22.713 kNm
The design el.resist.moment	$M_{el,Rd}$	=	22.713 kNm
The design moment resistance	$M_{c,Rd}$	=	24.868 kNm

Requirement 5.17: $M_{sd_y} \leq M_{c,Rd_y}$ (11.97 ≤ 24.87)

5.4.6 Shear

The design pl.shear resist.(z-z)	$V_{pl,Rd}$	=	103.85 kN
----------------------------------	-------------	---	-----------

Requirement 5.20: $V_{sd_z} \leq V_{pl,Rd_z}$ (11.81 ≤ 103.85)

5.4.9 Bending, shear and axial force

No reduction need be made in the resistance moment

Requirement: $V_{sd_z} \leq 50\%V_{pl,Rd_z}$

5.4.8 Bending and axial force

Ratio $M_{sd_y} / M_{pl,Rd_y}$		=	0.481
----------------------------------	--	---	-------

Requirement 5.36: (0.48 ≤ 1)

5.5. BUCKLING RESISTANCE OF MEMBERS

5.5.1.1 Buckling resistance

Buckling length y-y	$l_y =$	505.00 cm
Radius of gyration y-y	$i_y =$	4.894 cm
Slenderness y-y	$\lambda_y =$	103.18
Relative slenderness y-y	$\lambda_{_y} =$	1.099
Buckling curve for axis y-y: B	$\alpha =$	0.340
The reduction factor	$\chi_y =$	0.536
The effective area factor	$\beta_A =$	1.000
The design buckling resistance	$Nb.Rd_y =$	289.65 kN

Requirement 5.45: $Nsd \leq Nb.Rd_y$ (1.59 \leq 289.65)

Buckling length z-z	$l_z =$	505.00 cm
Radius of gyration z-z	$i_z =$	3.022 cm
Slenderness z-z	$\lambda_z =$	167.13
Relative slenderness z-z	$\lambda_{_z} =$	1.780
Buckling curve for axis z-z: C	$\alpha =$	0.490
The reduction factor	$\chi_z =$	0.239
The effective area factor	$\beta_A =$	1.000
The design buckling resistance	$Nb.Rd_z =$	129.15 kN

Requirement 5.45: $Nsd \leq Nb.Rd_z$ (1.59 \leq 129.15)

5.5.2 Lateral-torsional buckling of beams

Coefficient	$C1 =$	1.285
Coefficient	$C2 =$	1.562
Coefficient	$C3 =$	0.753
The eff.length fact.for later.restr.	$k =$	1.000
The eff.length fact.for tors.restr.	$k_w =$	1.000
Coordinate	$z_g =$	0.000 cm
Coordinate	$z_j =$	0.000 cm
Length between lateral restr.points	$L =$	505.00 cm
The warping constant	$I_w =$	6471.9 cm ⁶
The elast.crit.mom.(l-t buck.)	$M_{cr} =$	40.870 kNm
Coefficient	$\beta_w =$	1.000
The imperfection factor	$\alpha_{LT} =$	0.210
The non-dimensional slenderness	$\lambda_{LT} =$	0.818
The reduction factor	$\chi_{LT} =$	0.785
The design buckling resistance	$Mb.Rd =$	19.526 kNm

Requirement 5.48: $Msd_y \leq Mb.Rd$ (11.97 \leq 19.53)

5.5.4 Bending and axial compression

The reduction factor	$\chi_{min} =$	0.239
Nsd / \dots		0.012
The equiv.unif.mom.fact.flex.buck.	$\beta_y =$	1.420
Coefficient	$\mu_y =$	-1.181
Coefficient	$k_y =$	1.006
$k_y * My / \dots$		0.484

Requirement 5.51: (0.50 \leq 1)

The reduction factor	$\chi_z =$	0.239
Nsd / \dots		0.012
The reduction factor	$\chi_{LT} =$	0.785
The equiv.unif.mom.fact.(l-t.buck.)	$\beta_{M,LT} =$	1.420
Coefficient	$\mu_{LT} =$	0.229
Coefficient	$k_{LT} =$	0.997
$k_{LT} * My / \dots$		0.611

Requirement 5.52: (0.62 \leq 1)

5.6 SHEAR BUCKLING RESISTANCE

For shear along z-z axis

The relevant width	$d =$	9.800 cm
The relevant thickness	$tw =$	0.500 cm
No intermediate transverse stiffeners		
Buckling factor for shear	$k_\tau =$	5.340

No check for resistance to shear buckling need be made

Requirement: $d / tw \leq 69 \epsilon$ (19.60 \leq 69.00)

5.6.7 Interaction between shear force,bend.and axial force

For shear along z-z axis

The design pl.resist.mom.(flanges)	$Mf.Rd =$	23.380 kNm
------------------------------------	-----------	------------

Criteria 5.66a and 5.66b are satisfied

5.7 RESISTANCE OF WEBS TO TRANSVERSE FORCES

5.7.7 Flange induced buckling

The factor (class 1 flanges)

$$k = 0.300$$

The area of the web

$$A_w = 5.700 \text{ cm}^2$$

The area of the compression flange

$$A_{fc} = 9.600 \text{ cm}^2$$

Flange induced buckling is prevented

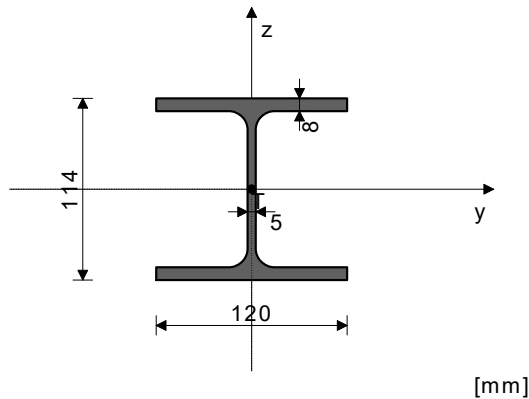
Requirement 5.80: (19.60 ≤ 206.57)

BEAM 239-106

CROSS-SECTION: IPBI 120 [S 235] [Set: 3]

EUROCODE 3 (ENV)

CROSS-SECTION PROPERTIES



A_x	=	25.300 cm ²
A_y	=	16.880 cm ²
A_z	=	8.420 cm ²
I_x	=	6.020 cm ⁴
I_y	=	606.00 cm ⁴
I_z	=	231.00 cm ⁴
W_y	=	106.32 cm ³
W_z	=	38.500 cm ³
$W_{y,pl}$	=	116.40 cm ³
$W_{z,pl}$	=	57.600 cm ³
γ_{M0}	=	1.100
γ_{M1}	=	1.100
γ_{M2}	=	1.250
A_{net}/A	=	0.900

($f_y = 23.5 \text{ kN/cm}^2$, $f_u = 36.0 \text{ kN/cm}^2$)

UTILISATION FACTORS FOR ALL LOAD CASE COMBINATIONS

9. $\gamma=0.80$	22. $\gamma=0.64$	11. $\gamma=0.63$
10. $\gamma=0.63$	15. $\gamma=0.62$	14. $\gamma=0.62$
35. $\gamma=0.60$	12. $\gamma=0.57$	13. $\gamma=0.57$
24. $\gamma=0.56$	23. $\gamma=0.56$	28. $\gamma=0.54$
27. $\gamma=0.54$	26. $\gamma=0.49$	25. $\gamma=0.49$
18. $\gamma=0.48$	19. $\gamma=0.48$	36. $\gamma=0.45$
17. $\gamma=0.43$	16. $\gamma=0.43$	20. $\gamma=0.42$
21. $\gamma=0.41$	31. $\gamma=0.40$	32. $\gamma=0.40$
29. $\gamma=0.35$	30. $\gamma=0.35$	33. $\gamma=0.34$
34. $\gamma=0.34$		

MEMBER SUBJECT TO AXIAL COMPRESSION AND BENDING

(load 9, at the beginning of the member)

The axial force design value	$N_{sd} =$	-1.819 kN
The shear force design value(z-z)	$V_{sd_z} =$	-14.825 kN
The bending mom.design value(y-y)	$M_{sd_y} =$	-15.322 kNm
System length	$L =$	505.00 cm

5.3 CLASSIFICATION OF CROSS-SECTIONS

Class 1 cross-sections

5.4 RESISTANCE OF CROSS-SECTIONS

5.4.4 Compression

The design plastic resistance

$$N_{pl,Rd} = 540.50 \text{ kN}$$

The design compression resistance

$$N_{c,Rd} = 540.50 \text{ kN}$$

Requirement 5.16: $N_{sd} \leq N_{c,Rd}$ (1.82 ≤ 540.50)

5.4.5 Bending about the y-y axis

The design plastic resistance

$$M_{pl,Rd} = 24.868 \text{ kNm}$$

The design local buck. resist.

$$M_{o,Rd} = 22.713 \text{ kNm}$$

The design el.resist.moment

$$M_{el,Rd} = 22.713 \text{ kNm}$$

The design moment resistance

$$M_{c,Rd} = 24.868 \text{ kNm}$$

Requirement 5.17: $M_{sd_y} \leq M_{c,Rd_y}$ (15.32 ≤ 24.87)

5.4.6 Shear

The design pl.shear resist.(z-z)

$$V_{pl,Rd} = 103.85 \text{ kN}$$

Requirement 5.20: $V_{sd,z} \leq V_{pl,Rd,z}$ (14.83 \leq 103.85)

5.4.9 Bending, shear and axial force

No reduction need be made in the resistance moment

Requirement: $V_{sd,z} \leq 50\%V_{pl,Rd,z}$

5.4.8 Bending and axial force

Ratio $M_{sd,y} / M_{pl,Rd,y}$ 0.616**Requirement 5.36: (0.62 \leq 1)****5.5. BUCKLING RESISTANCE OF MEMBERS**

5.5.1.1 Buckling resistance

Buckling length y-y $I_{y,y} = 505.00$ cmRadius of gyration y-y $i_{y,y} = 4.894$ cmSlenderness y-y $\lambda_{y,y} = 103.18$ Relative slenderness y-y $\lambda_{y,y} = 1.099$ Buckling curve for axis y-y: B $\alpha = 0.340$ The reduction factor $\chi_{y,y} = 0.536$ The effective area factor $\beta_A = 1.000$ The design buckling resistance $N_{b,Rd,y} = 289.65$ kN**Requirement 5.45: $N_{sd} \leq N_{b,Rd,y}$ (1.82 \leq 289.65)**Buckling length z-z $I_{z,z} = 505.00$ cmRadius of gyration z-z $i_{z,z} = 3.022$ cmSlenderness z-z $\lambda_{z,z} = 167.13$ Relative slenderness z-z $\lambda_{z,z} = 1.780$ Buckling curve for axis z-z: C $\alpha = 0.490$ The reduction factor $\chi_{z,z} = 0.239$ The effective area factor $\beta_A = 1.000$ The design buckling resistance $N_{b,Rd,z} = 129.15$ kN**Requirement 5.45: $N_{sd} \leq N_{b,Rd,z}$ (1.82 \leq 129.15)**

5.5.2 Lateral-torsional buckling of beams

Coefficient $C1 = 1.285$ Coefficient $C2 = 1.562$ Coefficient $C3 = 0.753$ The eff.length fact.for later.restr. $k = 1.000$ The eff.length fact.for tors.restr. $k_w = 1.000$ Coordinate $z_g = 0.000$ cmCoordinate $z_j = 0.000$ cmLength between lateral restr.points $L = 505.00$ cmThe warping constant $I_w = 6471.9$ cm⁶The elast.crit.mom.(l-t buck.) $M_{cr} = 40.870$ kNmCoefficient $\beta_w = 1.000$ The imperfection factor $\alpha_{LT} = 0.210$ The non-dimensional slenderness $\lambda_{LT} = 0.818$ The reduction factor $\chi_{LT} = 0.785$ The design buckling resistance $M_{b,Rd} = 19.526$ kNm**Requirement 5.48: $M_{sd,y} \leq M_{b,Rd}$ (15.32 \leq 19.53)**

5.5.4 Bending and axial compression

The reduction factor $\chi_{min} = 0.239$ $N_{sd} / \dots = 0.014$ The equiv.unif.mom.fact.flex.buck. $\beta_y = 1.451$ Coefficient $\mu_y = -1.111$ Coefficient $k_y = 1.006$ $k_y * M_y / \dots = 0.620$ **Requirement 5.51: (0.63 \leq 1)**The reduction factor $\chi_{z,z} = 0.239$ $N_{sd} / \dots = 0.014$ The reduction factor $\chi_{LT} = 0.785$ The equiv.unif.mom.fact.(l-t.buck.) $\beta_{M,LT} = 1.451$ Coefficient $\mu_{LT} = 0.237$ Coefficient $k_{LT} = 0.997$ $k_{LT} * M_y / \dots = 0.782$ **Requirement 5.52: (0.80 \leq 1)****5.6 SHEAR BUCKLING RESISTANCE**

For shear along z-z axis

The relevant width $d = 9.800$ cmThe relevant thickness $t_w = 0.500$ cm

No intermediate transverse stiffeners

Buckling factor for shear $k_{\tau} = 5.340$

No check for resistance to shear buckling need be made

Requirement: $d / t_w \leq 69 \varepsilon$ (19.60 \leq 69.00)

5.6.7 Interaction between shear force, bend. and axial force

For shear along z-z axis

The design pl. resist. mom. (flanges) $M_f.R_d = 23.380 \text{ kNm}$

Criteria 5.66a and 5.66b are satisfied

5.7 RESISTANCE OF WEBS TO TRANSVERSE FORCES

5.7.7 Flange induced buckling

The factor (class 1 flanges) $k = 0.300$

The area of the web $A_w = 5.700 \text{ cm}^2$

The area of the compression flange $A_{fc} = 9.600 \text{ cm}^2$

Flange induced buckling is prevented

Requirement 5.80: (19.60 \leq 206.57)