UNIVERSITA'
DEGLI STUDI
DI PADOVA

ADEGUAMENTO VIE DI ESODO PRESSO LA FACOLTA' DI INGEGNERIA CIVILE
via Marzolo, 9 - PADOVA (PD)

PROGETTO ESECUTIVO

AREA EDILIZIA Servizio Progettazione e Sviluppo Edilizio

PADOVA - Riviera T. Livio n. 6 - tel. 049/8273274 fax 049/8273269

INFRASTRUTTURE PER IL TERZIARIO srl I.P.T.

Sede legale, Direzione e Uffici: via Uruguay, 20 - 35127 Padova - Tel. 049-870.16.16 - Fax 049-870.13.56 - Email info@iptonline.it - www.iptonline.it

Revisione:	Data:	Descrizione:	Redazione:	Verifica:	Approvazione:
0	30/10/2014	Emissione	S. Rosso	D. Ferro	D. Ferro
1	09/12/2014	Revisione interna IPT s.r.l.	S.Rosso	D. Ferro	D. Ferro
2	05/05/2016	Adeguamento normativo	Dm.Spinello	D. Ferro	D. Ferro

FACOLTA' DI INGEGNERIA

tav.: Rel.S.02

Relazione tecnica specialistica
Relazione geotecnica, illustrativa, di calcolo strutturale e relativi allegati

scala:

progettisti:
Ing. Davide Ferro
Arch. Silvia Seno

nome file: 1400.46/015.1

PAGINA INTENZIONALMENTE VUOTA

INDICE

1 - RELAZIONE GEOTECNICA

Premessa
1. DESCRIZIONE DEI TERRENI
2. ZONA SISMICA DI APPARTENENZA
3. DESCRIZIONE DELLE OPERE

2 - RELAZIONE TECNICO-ILLUSTRATIVA

1. DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO e DEL METODO DI VERIFICA
2. RIFERIMENTI NORMATIVI
3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI DA IMPIEGARE

3 - RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE

INTERVENTO 1 - scala entro cavedio

A. ANALISI DEI CARICHI
1. COMBINAZIONI DI CARICO
2. AZIONE SISMICA
3. CARICHI DA VENTO
4. CARICHI DA NEVE
5. CARICHI VERTICALI SU SCALA

B. VERIFICHE
1. VERIFICHE DELLE STRUTTURE IN ELEVAZIONE
2. FONDAZIONI
3. UNIONI TRA GLI ELEMENTI METALLICI
4. PARAPETTI
5. VERIFICHE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI IN TERMINI DI CONTENIMENTO DEL DANNO AGLI ELEMENTI NON STRUTTURALI
6. DISTANZA TRA COSTRUZIONI CONTIGUE

INTERVENTO 1A - scala esterna

A. ANALISI DEI CARICHI
1. COMBINAZIONI DI CARICO
2. AZIONE SISMICA
3. CARICHI DA VENTO
4. CARICHI DA NEVE
5. CARICHI VERTICALI SU SCALA

B. VERIFICHE
1. VERIFICHE DELLE STRUTTURE IN ELEVAZIONE
2. VALUTAZIONI SULLO STATO DI FATTO
3. UNIONI TRA GLI ELEMENTI METALLICI
4. PARAPETTI
5. VERIFICHE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI IN TERMINI DI CONTENIMENTO DEL DANNO AGLI ELEMENTI NON STRUTTURALI SOTTO
6. DISTANZA TRA COSTRUZIONI CONTIGUE
7. PUTRELLE ORIZZONTALI SU COPERTURA PIANA

INTERVENTO 2

A. ANALISI DEI CARICHI
1. COMBINAZIONI DI CARICO
2. AZIONE SISMICA
3. CARICHI DA VENTO
4. CARICHI DA NEVE
5. CARICHI VERTICALI SU SCALA

B. VERIFICHE
1. SCALA IN ACCIAIO - INTERVENTO 2
    1.1 VERIFICHE DELLE STRUTTURE IN ELEVAZIONE
    1.2 FONDAZIONI
    1.3 UNIONI TRA GLI ELEMENTI METALLICI
    1.4. PARAPETTI
    1.5. VERIFICHE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI IN TERMINI DI CONTENIMENTO DEL DANNO AGLI ELEMENTI NON STRUTTURALI
    1.6. DISTANZA TRA COSTRUZIONI CONTIGUE
2. INTERVENTI DI ADEGUAMENTO BAGNI A PIANO TERRA
    2.1. ARCHITRAVE METALLICO
    2.2. PARETE BAGNI
    2.3. FONDAZIONI SUPERFICIALI
3. INTERVENTI IN COPERTURA - PIANO SECONDO
    3.1. PUTRELLE METALLICHE DI COPERTURA
    3.2. NUOVO SOLAIO DI COPERTURA IN LATERO-CEMENTO
    3.3. TRAVI DI BORDO DEL NUOVO SOLAIO IN LATERO-CEMENTO
4. INTERVENTI IN COPERTURA - PIANO TERZO
    4.1. APERTURA PERCORSO DI ESODO IN COPERTURA
    4.2. SBARCO IN COPERTURA - PUTRELLE SU TERRAZZA PER SUPPORTO ORSOGRILL

Allegati alla relazione di calcolo

00 VALIDAZIONE SOFTWARE DI CALCOLO
01 MODELLO AGLI ELEMENTI FINITI - INTERVENTO 1 - scala entro cavedio
02 MODELLO AGLI ELEMENTI FINITI - INTERVENTO 1A - scala esterna
03 MODELLO AGLI ELEMENTI FINITI - INTERVENTO 2

1 - RELAZIONE GEOTECNICA

Premessa

Il presente progetto rientra nell'ambito degli interventi volti alla realizzazione e all'adeguamento delle vie di esodo presso la Facoltà di Ingegneria Civile di Padova sita in via Marzolo 9 a Padova, di proprietà del Demanio pubblico dello Stato (Università degli Studi di Padova usuaria perpetua).

L'edificio, attestato tra le vie Marzolo, Loredan e Poleni, è caratterizzato da pianta regolare con affacci su due corti interne e dal regolare andamento delle facciate rivolte alle vie sopraccitate. L'edificio ospita aule, laboratori, studi, uffici e locali di servizio dei vari dipartimenti della Facoltà, parte dei quali attualmente in disuso per motivi di sicurezza dovuti ad un inadeguato sistema di evacuazione delle persone in caso di emergenza. Gli interventi di progetto consistono dunque nella realizzazione di nuove scale di emergenza in acciaio, che verranno realizzate all'interno del complesso edilizio storico. In particolare, la scala individuata come **INTERVENTO 1-scala entro cavedio** e quella individuata come **INTERVENTO 2** presentano fondazioni propriamente dette, mentre la scala indicata nel seguito come **INTERVENTO 1A-scala esterna** risulta ancorata alla copertura di un fabbricato esistente.

1 - DESCRIZIONE DEI TERRENI

La valutazione della capacità portante è stata effettuata con riferimento alla **relazione geologica eseguita, nella zona in cui si realizzeranno le nuove strutture, dalla ditta S.I.R.GEO srl di Padova, a firma del dott. geol. D. Fincato in data 30 maggio 2012** allegata alla presente, che ha comportato:

1) l'esecuzione di n° 2 prove penetrometriche statiche (CPT) spinte a -30 m da p.c.;
2) il rilievo della falda freatica;
3) l'interpretazione stratigrafica del sottosuolo;
4) l'assegnazione della categoria sismica al suolo di fondazione.

A seguito di indagine geognostica con mezzi meccanici sono stati individuati strati di terreno di riporto sino a circa -1,80 m, seguiti da argilla molle fino a -2,20 m; scendendo in profondità si incontrano argille mediamente compatte, argille limose, limi sabbiosi e uno strato di circa 7 m di sabbie da mediamente a ben addensate fino a -30,00 m. Il livello della falda acquifera è stato individuato a una profondità di circa (-3,50 m) dall'attuale piano campagna. La stessa quota dovrà assere verificata in relazione alle reali condizioni metereologiche.

In prima valutazione, esposta nella relazione del 30 Maggio 2012, si ipotizzava una soluzione fondazionale mediante la realizzazione di platee delle dimensioni in pianta pari a 4 x 4 m circa con piano di posa della fondazione a circa –1.4 m dal piano campagna. Per questo tipo di fondazioni superficiali si desume inoltre che il carico massimo affidabile al terreno è pari a circa 1,58 kg/cm² allo stato limite ultimo APPROCCIO 2.

A seguito di verifiche successive si è rilevata la presenza di sottoservizi che vincolano in maniera determinante la fattibilità esecutiva della platea in termini logistici, per la presenza di spazi molto ridotti, e funzionali, per l'interferenza e la necessità di mantenere l'accessibilità di tubazioni esistenti. Per evitare quanto sopra esposto e onde evitare che cedimenti delle fondazioni superficiali, insistenti sui sottoservizi, vadano a provocarne delle rotture, **la soluzione tipologica fondazionale più idonea adottabile risulta quella d'impiego di fondazioni speciali profonde, in particolare micropali trivellati di piccolo diametro e lunghezza pari a circa 10÷10,50 m dal piano di esecuzione delle prove penetrometriche.**

La valutazione della capacità portante delle fondazioni speciali profonde è stata effettuata con riferimento alla **relazione geologica integrativa, a firma del dott. geol. D. Fincato della ditta S.I.R.GEO srl di Padova in data 29 ottobre 2014.**

2 - ZONA SISMICA DI APPARTENENZA

Il luogo dell'intervento risulta sismico appartenente alla **ZONA "4"** secondo l'O.P.C.M. n° 3274 del 20 marzo 2003 e successivi aggiornamenti ed integrazioni, con suolo appartenente alla **CATEGORIA "C"**.

Negli interventi dovranno essere rispettati tutti gli accorgimenti e le prescrizioni previsti dalla normativa per garantire la stabilità del fabbricato nelle varie condizioni.

3 - DESCRIZIONE DELLE OPERE

Intervento 1 - scala entro cavedio

La struttura si sviluppa tra piano terra e primo dell'edificio esistente, con dimensioni in pianta pari a circa 6,80m x 2,90m x altezza 8,80m, su 5 rampe e 5 pianerottoli, che consentono l'evacuazione dal piano mezzanino e dal piano primo.

Dal punto di vista strutturale, il manufatto in elevazione risulta costituito da 4 colonne portanti HE200A, travi HE160A, cosciali UPN180 e controventi di parete e di piano in profilo ad "L" (vedasi tavole strutturali).

Si adotta uno schema di **fondazione a plinti su pali**; in particolare, al di sotto di ogni colonna portante viene realizzato un plinto in calcestruzzo armato dello spessore di 50 cm, con impronta pari a 110x105 cm, impostato su n°3 micropali trivellati, ø180 mm, L= 10,00 m, con armatura in tubolare metallico ø114.3 sp. 8mm in acciaio S355. La portata indicativa dei pali è stata stimata in **115÷120 kN allo SLV App.2** (vedasi relazione geologica allegata alla presente).

Le massime sollecitazioni, con idoneo fattore di sovraresistenza secondo normativa, sono pari a circa 100 kN, nelle condizioni più gravose. Si può pertanto dichiarare che la stabilità delle fondazioni è garantita trasmettendo al terreno dei carichi minori della portata allo SLV delle strutture fondali, così come desunte dagli studi in nostro possesso.

Tali valori di calcolo dovranno trovare raffronto con idonee prove di carico integrative sulla effettiva lunghezza dei pali in situ secondo il DM 14.01.2008, par.6.4.3.7.2, indagini previste nel progetto esecutivo (computo metrico), in relazione al numero di pali posti in opera.

I plinti vengono collegati, a coppie, da travi di collegamento, di sezione pari a 40x50 cm, con funzione principalmente pratica di base di fissaggio per i cosciali e di riduzione di possibili spostamenti relativi in fondazione.

Intervento 2

La struttura si sviluppa tra piano terra e secondo dell'edificio esistente, con dimensioni in pianta pari a circa 5,50m x 5,10m x altezza 13,40m, su 15 rampre e 15 pianerottoli.

Dal punto di vista strutturale, il manufatto può essere identificato come una "struttura a mensola o a pendolo inverso" in acciaio, caratterizzata da 4 colonne HE240B, travi HE200A, cosciali UPN200 e controventi di parete e di piano in profilo ad "L" (vedasi tavole strutturali).

Si adotta una **fondazione a platea** in calcestruzzo armato dello spessore di 50 cm, con impronta pari a 370x370 cm, impostata **su n°20 micropali** trivellati, ø180 mm, L= 10,00 m, con armatura in tubolare metallico ø114.3 sp. 8mm in acciaio S355. La portata indicativa dei pali è stata stimata in **115÷120 kN allo SLV App.2** (vedasi relazione geologica allegata alla presente).

Le massime sollecitazioni, con idoneo fattore di sovraresistenza secondo normativa, sono pari a circa 95 kN nelle condizioni più gravose. Si può pertanto dichiarare che la stabilità delle fondazioni è garantita trasmettendo al terreno dei carichi minori della portata allo SLV delle strutture fondali, così come desunte dagli studi in nostro possesso.

Tali valori di calcolo dovranno trovare raffronto con idonee prove di carico integrative sulla effettiva lunghezza dei pali in situ secondo il DM 14.01.2008, par.6.4.3.7.2, indagini previste nel progetto esecutivo (computo metrico), in relazione al numero di pali posti in opera.

Viene inoltre realizzato un collo di fondazione a sblazo dalla platea, con funzione di fissaggio dei cosciali della scala. Tale elemento presenta sezione 50x50 cm.

E' infine previsto un **intervento locale** di demolizione e ricostruzione di una parete muraria esistente, per la quale sono previste **fondazioni superficiali a trave** di sezione pari a 30x80 cm, impostate ad una quota di circa -0,80m da p.c.; si assume a favore di sicurezza una portata del terreno pari a circa 0,5÷0,6 kg/cm² allo Stato Limite Ultimo Approccio 2, a fronte di una tensione sul terreno pari a 0,48 kg/cm².

Si può pertanto dichiarare che la stabilità delle fondazioni è garantita trasmettendo al terreno dei carichi minori della portata allo SLV delle strutture fondali, così come desunte dagli studi in nostro possesso.

Il Progettista
delle Strutture

PAGINA INTENZIONALMENTE VUOTA

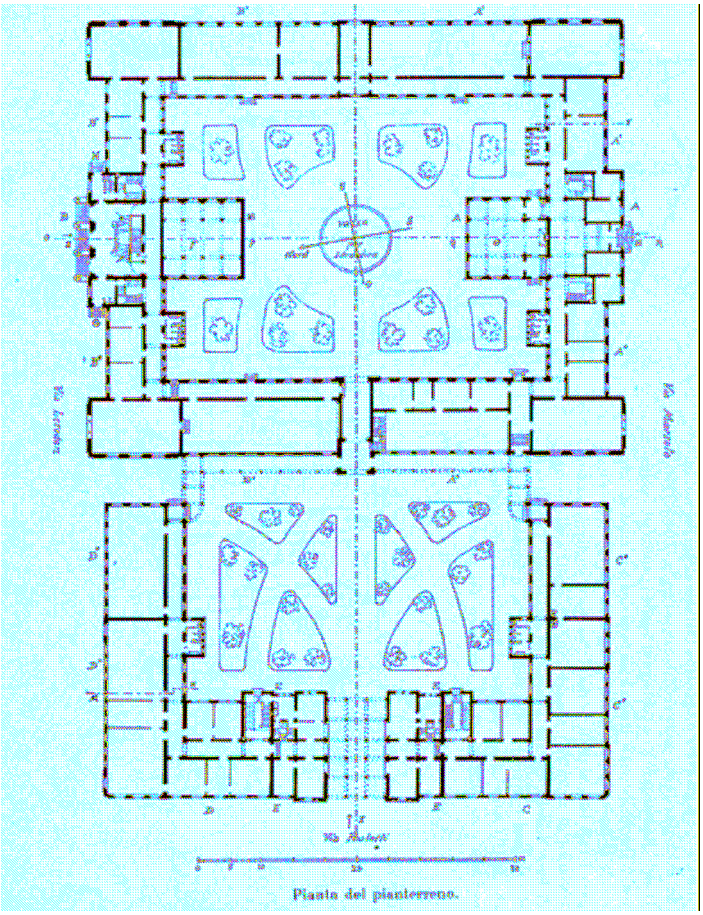
2 - RELAZIONE TECNICO-ILLUSTRATIVA

1. DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO e DEL METODO DI VERIFICA

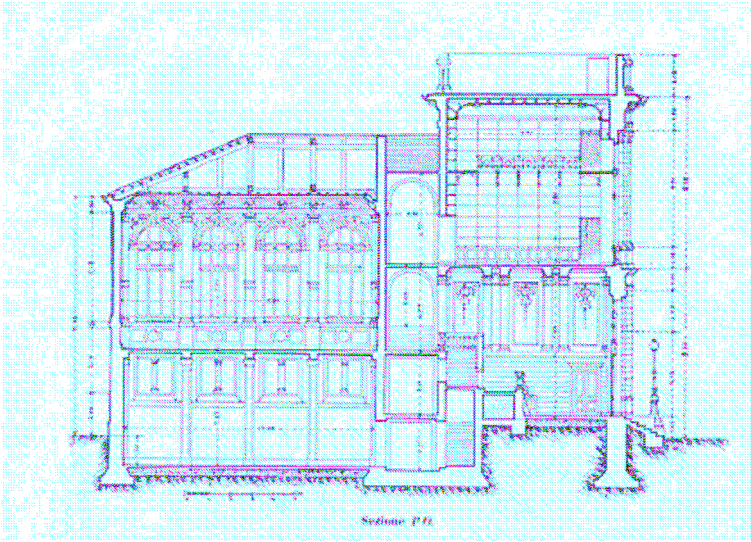
Premessa

Il presente progetto rientra nell'ambito degli interventi volti all'adeguamento delle vie di esodo presso la Facoltà di Ingegneria Civile dell'Università degli Studi di Padova sita in via Marzolo 9, a Padova, per mezzo della realizzazione di nuove scale di sicurezza in acciaio che consentano l'esodo delle persone dai piani del complesso edilizio verso il cortile centrale posto a piano terra.

Gli interventi previsti verranno realizzati all'interno dello storico complesso edilizio di proprietà del Demanio pubblico dello Stato (Università degli Studi di Padova usuaria perpetua), attestato tra le vie Marzolo, Loredan e Poleni. L'edificio è caratterizzato da pianta rettangolare in cui gli edifici sono disposti lungo il perimetro del lotto e si affacciano su due corti interne, sviluppandosi per un'altezza media di due piani e mezzanino intermedio; solo alcuni corpi presentano anche un ulteriore secondo piano. Il complesso universitario ospita aule, laboratori, studi, uffici e locali di servizio dei vari dipartimenti della Facoltà, parte dei quali attualmente in disuso per motivi di sicurezza dovuti ad un inadeguato sistema di evacuazione delle persone in caso di emergenza.
Il progetto originario del complesso di Ingegneria viene redatto dall'architetto Daniele Donghi e risale al 1911. Il progetto subisce tuttavia numerosi stravolgimenti, tanto che già in fase di cantiere vengono realizzati superfetazioni ed ampliamenti. Per primo viene realizzato il blocco su via Loredan (1912), successivamente il fabbricato su via Marzolo (1919) ed infine il complesso su via Paolotti (1919). Nel ventennio tra le due guerre vengono costruiti annessi ai laboratori nel cortile centrale, mentre i blocchi più recenti risalgono al secondo dopoguerra [*Daniele Donghi. I molti aspetti di un ingegnere totale. Atti del Convegno nazionale, Padova 10-12 febbraio 2005, a cura di Giuliana Mazzi e Guido Zucconi, Venezia, Marsilio, 2006*].



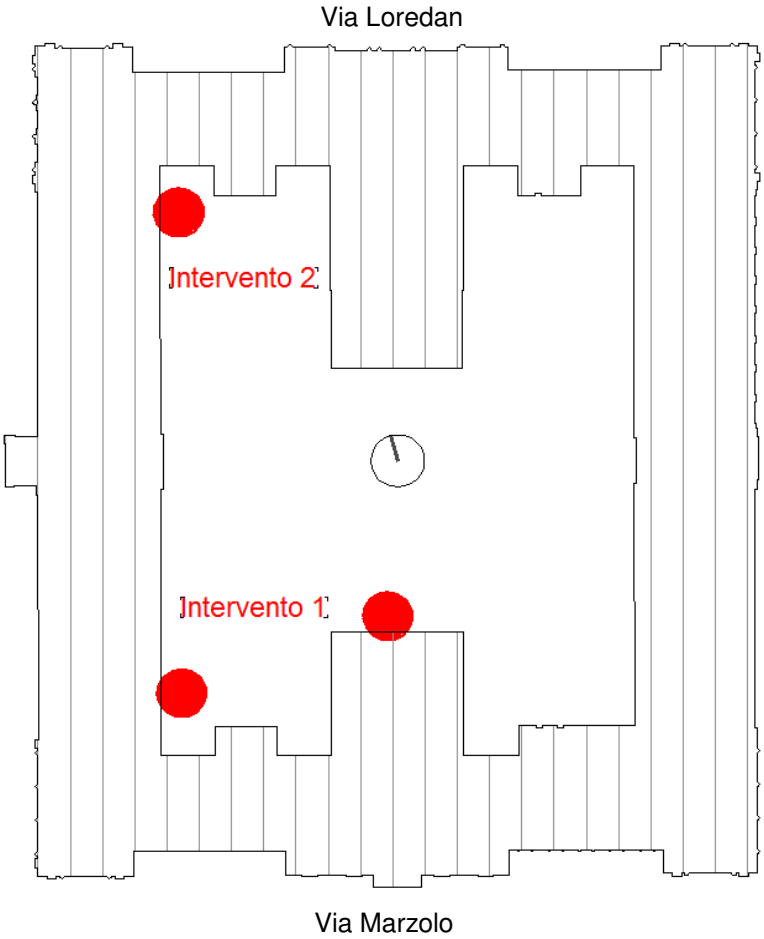
Pianta del piano terra (da Donghi, 1919)



Sezione del fabbricato su via Loredan (da Donghi, 1919)

Descrizione degli interventi

Gli interventi oggetto della presente relazione riguardano la realizzazione di tre nuove scale di sicurezza in acciaio, nel seguito indicate come **INTERVENTO 1 - scala entro cavedio**, **INTERVENTO 1A - scala esterna** ed **INTERVENTO 2**, localizzate come nella figura sottostante:



INTERVENTO 1 - scala entro cavedio

L'intervento ricade nella zona sud del complesso e si caratterizza per la realizzazione di una scala in acciaio all'interno del cavedio a cielo libero, consentendo l'evacuazione delle persone presenti nei locali dei vari livelli verso luogo sicuro all'esterno (cortile centrale).
La struttura si sviluppa tra piano terra e primo dell'edificio esistente, con dimensioni in pianta pari a circa 6,80m x 2,90m x altezza 8,80m, su 5 rampe e 5 pianerottoli, che consentono l'evacuazione dal piano mezzanino e dal piano primo. Il pianerottolo a piano ammezzato va inoltre ad intercettare l'eventuale flusso di esodo proveniente dalla zona di pertinenza dell'INTERVENTO 1A - scala esterna, sul tetto piano del corpo laboratori adiacente il cavedio.

Dal punto di vista strutturale, il manufatto in elevazione risulta costituito da 4 colonne portanti HEA, travi HEA, cosciali UPN e controventi di parete e di piano in profilo ad "L" (vedasi tavole strutturali).

Le strutture di fondazione sono a plinti in c.a., collegati a due a due da travi in c.a., su micropali trivellati.

Relativamente agli sbarchi e ai pianerottoli, questi vengono realizzati per mezzo di grigliato tipo "Orsogrill". Tali elementi sono opportunamente controventati nel piano per mezzo di coppie di controventi ad "L" disposti a croce.
Il manufatto va ad insistere in un'area caratterizzata dalla presenza di molti sottoservizi (acque bianche, acque nere, enel, telefonia ecc.), di cui si prevede l'adeguamento.
A completamento sarà inoltre creato a piano terra un nuovo passaggio coperto verso il cortile, attraverso il locale attualmente utilizzato come cabina elettrica (adeguamento escluso dal presente intervento).

INTERVENTO 1A - scala esterna

L'intervento ricade nella zona sud del complesso e si caratterizza per la realizzazione di una scala in acciaio addossata al fabbricato in corrispondenza della parete dell'aula a gradoni denominata aula "R" che si affaccia sul cortile centrale. Tale scala garantirà l'esodo agli occupanti dell'aula "R" e alle persone presenti nel sottostante piano mezzanino.
La scala addossata al fabbricato verrà realizzata previa demolizione del corpo di fabbrica in muratura eretto sulla porzione a copertura piana e collegata al fabbricato originario, la cui realizzazione è presumibilmente successiva all'epoca di costruzione dell'impianto originario e priva di caratteristiche costruttive di pregio. E' prevista inoltre la formazione di apposite uscite di sicurezza al piano mezzanino e sulla parte sommitale dell'aula a gradoni verso la nuova struttura.

La struttura portante della scala sarà in acciaio, i lati esposti saranno rivestiti con pannellature e priva di copertura. L'altezza del rivestimento sarà inferiore a quella del fabbricato originario e la parte superiore riprenderà la cornice che caratterizza l'edificio.

Le persone presenti in questa area dell'edificio, in caso di emergenza, saranno evacuate sulla copertura piana del corpo sottostante dalla quale, mediante un percorso adeguatamente protetto da parapetti in acciaio, verranno condotte verso la scala afferente all'INTERVENTO 1 - scala entro cavedio, che condurrà alla corte interna del complesso.

A livello strutturale, la scala è costituita da un telaio di montanti e traversi, opportunamente controventato; il telaio poggia su putrelle metalliche che, superando l'intera luce della copertura piana, vanno a scaricare direttamente sulle pareti murarie sottostanti. Sono dunque presenti putrelle HEB (montanti e travi principali), cosciali UPN, controventi in profilo UPN ed in profilo quadro.

Per la realizzazione della passerella di collegamento in copertura tra INTERVENTO 1A - scala esterna e INTERVENTO 1 - scala entro cavedio, si adotta l'utilizzo di putrelle HEB che vanno da muro a muro, sulle quali si impostano le sottostrutture di supporto di parapetti e grigliati (vedasi elaborati grafici).

INTERVENTO 2

L'intervento prevede la realizzazione di una scala di emergenza in acciaio all'interno del cavedio a nord (vedasi elaborati grafici). Tale scala sarà dimensionata per evacuare le persone presenti nelle aule ubicate a nord-ovest al piano secondo e le persone presenti in biblioteca e ala nord.

La struttura si sviluppa tra piano terra e piano terzo dell'edificio esistente, con dimensioni in pianta pari a circa 5,50m x 5,10m x altezza 13,40m, su 15 rampre e 15 pianerottoli. Lo sbarco a piano secondo si prolunga inoltre verso il tetto piano del corpo laboratori adiacente il cavedio, andando ad intercettare l'eventuale flusso di esodo proveniente dalle aule e dalla biblioteca. La scala prosegue poi fino al terzo piano-copertura, dove è prevista una via di fuga dal locale archivio della biblioteca.

Dal punto di vista strutturale, il manufatto può essere identificato come una "struttura a mensola o a pendolo inverso" in acciaio, caratterizzata da 4 colonne HEB, travi HEA, cosciali UPN e controventi di parete e di piano in profilo ad "L" (vedasi tavole strutturali).

Le strutture di fondazione sono previste a platea in c.a. dello spessore di 50 cm, con impronta pari a 370x370 cm, impostata su n°20 micropali trivellati.

Relativamente agli sbarchi e ai pianerottoli, questi vengono realizzati per mezzo di grigliato tipo "Orsogrill", controventati nel piano per mezzo di coppie di controventi ad "L" disposti a croce.

Il manufatto va ad insistere in un'area caratterizzata dalla presenza di molti sottoservizi (acque bianche, acque nere, enel, telefonia, impianti del laboratorio di chimica ecc.), sia interrati che in elevazione, di cui si prevede l'adeguamento (ad esclusione degli impianti tecnici di laboratorio).

Sono inoltre previsti interventi di sistemazione dei locali che danno sul cavedio, con apertura di nuove forometrie.
A piano terra si prevede le sistemazione del locale bagni, che viene completamente riorganizzato con apertura di un passaggio per consentire l'uscita dal cavedio chiuso verso il cortile centrale del complesso.
Questo intervento si articola nella demolizione dell'attuale parete del locale bagni rivolta verso il cavedio con successiva installazione di un nuovo architrave in putrelle metalliche a sostegno delle strutture soprastanti e la realizzazione di una nuova parete in muratura su fondazione superficiale.

Interventi di adeguamento si hanno anche in corrispondenza delle uscite in copertura a piano secondo e a piano terzo.

A piano secondo, in particolare, si prevedono opere murarie in grado di garantire il raccordo al percorso di esodo in carpenteria metallica sulla copertura piana. Tali opere sono individuabili nella parziale demolizione della copertura piana esistente per formazione di una rampa di raccordo, realizzata in uscita dal corridoio dell'aula "H" con un nuovo solaio in laterocemento e opportune guaine ed impermeabilizzazioni, e nell'adeguamento dei locali bagno della biblioteca.

A piano terzo, infine, si prevede la realizzazione della via di esodo dall'archivio della biblioteca con parziale demolizione della copertura esistente e l'installazione di un percorso di uscita con putrelle metalliche fissate alle strutture esistenti.

Si prevedono complessivamente i seguenti elementi strutturali:

- fondazioni su micropali;
- fondazioni superficiali;
- elementi in carpenteria metallica;
- pareti in muratura;
- impalcati in laterocemento;
- impalcati in grigliato.

Analisi e verifiche svolte con l'ausilio di codici di calcolo (par.10.2 NTC 14/01/2008)

Le strutture sono state progettate eseguendo un'**analisi globale dinamica lineare** ossia **analisi modale con spettro di risposta su un modello tridimensionale**, con definizione dello spettro di risposta secondo il D.M. 14/01/08, valutando gli effetti torsionali applicando il metodo della traslazione del centro di massa relativo ai singoli piani del 5% rispetto alla dimensione massima di ingresso del sisma. Devono essere considerati tutti i modi con massa partecipante significativa. È opportuno a tal riguardo considerare tutti i modi con massa partecipante superiore al 5% e comunque un numero di modi la cui massa partecipante totale sia superiore all'85%.

Si rimanda ai relativi allegati per l'analisi dei risultati nelle condizioni di progetto, come già specificato, tramite l'ausilio di fogli di calcolo e programma di calcolo di comprovata affidabilità Midas Gen 2014 (ALLEGATO 0).

Le strutture progettualmente rientrano in classe d'uso III *"Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso"* (par. 2.3 NTC 14/01/2008), e per esse è stata assegnata una **vita utile di 50 anni**.

2. RIFERIMENTI NORMATIVI

Nella redazione della presente relazione di calcolo si sono seguite le norme tecniche contenute nella seguente legislazione:

- Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche (Legge 5/11/71 n° 1086);
- UNI 206-1/2006- Calcestruzzo - Specificazione, prestazione, produzione e conformità
- UNI 11104/2004 – Calcestruzzo - Specificazione, prestazione, produzione e conformità- Istruzioni complementari per l'applicazione della EN 206-1
- D.M. 14/01/2008 "Nuove norme tecniche per le costruzioni"
- Circolare 617 del 2.02.2009 sulle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al DM 14 gennaio 2008 (GU n.47 del 26.02.2009, suppl. ordinario n° 27).
- Eurocodice N°2 - Progettazione delle strutture in calcestruzzo.
- Eurocodice N°3 - Progettazione di strutture in acciaio.
- Eurocodice N°7 - Progettazione delle strutture di fondazione.
- Eurocodice N°8 - Progettazione di strutture soggette a sisma.

3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI DA IMPIEGARE

Per l'esecuzione di dette strutture si prevede l'impiego dei seguenti materiali, i quali si ritengono idonei in relazione alle sollecitazioni assunte in fase di calcolo.

Nota: per caratteristiche pali vedasi elaborati grafici strutturali

3.1 OPERE DI FONDAZIONE E IN ELEVAZIONE IN CALCESTRUZZO

- ***Calcestruzzo per sottofondo:***

calcestruzzo magro dosato a: cemento = 150 kg/mc

- ***Calcestruzzo per le strutture di fondazione :***

classificazione del calcestruzzo in base a resistenza cilindrica/cubica ENV 206 C25/30 MPa

Stati limite ultimi				
resistenza caratteristica cubica	R_{ck} =		30,0	MPa
resistenza caratteristica cilindrica	f_{ck}=	$0,83*R_{ck}$=	24,9	MPa
coefficiente di sicurezza per del materiale	γ_c=		1,5	
resistenza cilindrica di calcolo	f_{cd}=	f_{ck}/γ_c	16,60	MPa
valore massimo di resistenza a compressione	f_{c1}=	$0,83*f_{cd}$=	14,11	MPa
valore medio della resistenza a trazione	f_{ctm}=	$0,27*R_{ck}$^2/3	2,61	MPa
valore caratteristico della resistenza a trazione	f_{ctk}=	$0,7*f_{ctm}$=	1,82	MPa
valore di calcolo della resistenza a trazione	f_{ctd}=	f_{ctk}/γ_c=	1,22	MPa
Stati limite di esercizio				
Compressione in esercizio nel calcestruzzo ambiente moderatamente aggressivo in combinazione quasi permanente	σc =	0,45*fck =	11,2	MPa

- ***Cemento (conforme alla UNI EN 179/1 e ss.mm.ii.)***

Qualità	Portland
Tipo	**II/B - S 32,5 N**
Dosature	tali da ottenere gli Rck richiesti con un rapporto a/c max = 0,5÷0,55 (vedasi legenda strutture)

- ***Inerti (conformi alla UNI EN 12620)***

Qualità e dosature	Sabbia e ghiaia lavate e vagliate, con granulometria entro le curve limiti del Regolamento italiano

- ***Acqua (conforme alla UNI EN 1008)***

Qualità e dosature	Pura, in qualità tale da avere un impasto lavorabile.

- ***Classe di consistenza***

fondazioni, cordoli di collegamento	S3	
impalcati solai	S4	con additivo superfluidificante
setti e pilastri	S4	con additivo superfluidificante
travi cornici e velette	S4	con additivo superfluidificante

- ***Classe di esposizione UNI 11104***

strutture di fondazione	XC2
strutture fuori terra	XC4

- Acciaio lento B450C:		***6 mm***	***<ø<***	***40 mm***
resistenza caratteristica di rottura	f_k =		540	MPa
resistenza caratteristica di snervamento	f_{yk} =		450	MPa
Stati limite ultimi				
coefficiente di sicurezza per del materiale	γ_S=		1,15	
tensione di snervamento di calcolo	f_{yd} =	f_{ck}/γ_s=	391	MPa
Modulo elastico del materiale	E_s=		206000	MPa
valore di deformazione limite a snervamento	ε_s=		1,90	‰
allungamento limite a rottura	ε_{uk} =		12	%
Stati limite di esercizio				
Limite per le trazioni in esercizio nell'acciaio in combinazione rara	$\underline{\sigma}_s$ =	0,70*f_{yk} =	315	MPa

- Rete elettrosaldata B450A:		***5mm***	***<ø<***	***10 mm***
resistenza caratteristica di rottura	f_k =		540	MPa
resistenza caratteristica di snervamento	f_{yk} =		450	MPa
resistenza di calcolo	f_{yd} =	f_{ck}/g_s=	391	MPa
allungamento limite a rottura	e_{uk} =		8	%

3.2 OPERE IN ELEVAZIONE IN ACCIAIO

- Lamiere, profilati, piastre di base e tirafondi (acciaio S275):
per t<40 mm

tensione caratteristica di snervamento	f_{yk} =	275	MPa
tensione caratteristica di rottura	ft_k =	430	MPa
per 40 mm< t < 80 mm			
tensione caratteristica di snervamento	f_{yk} =	275	MPa
tensione caratteristica di rottura	ft_k =	430	MPa

Prescrizioni da osservare (crf. D.M. 14.01.'08 PAR. 7.5.1)
coefficiente di sovraresistenza del materiale γrd=fym/fyk per S275JR γrd= 1,15

- Bulloni classe 8.8 *(ad alta resistenza)*
appartenenti alle classi della norma UNI EN ISO 898-1:2001

Resistenza a rottura per trazione	ftb =	800	MPa
Resistenza allo snervamento	f_y =	640	MPa
Resistenza di calcolo di un bullone a trazione	$F_{t,Rd}/A_{res}$ =	576	MPa
Resistenza di calcolo di un bullone a taglio	$F_{v,Rd}/A_{res}$ =	320	MPa

- Saldature

Saldature a cordone d'angolo con lato pari a 0,7 volte lo spessore minimo da saldare (dove non diversamente specificato); saldature testa a testa a completa penetrazione di 1° classe (dove non diversamente specificato).

3.3 OPERE IN ELEVAZIONE IN MURATURA

- Muratura nuova:

Classe di esecuzione		2	Tab.4.5.II
Categoria elementi resistenti		II	NTC2008
Coefficiente di sicurezza per del materiale	γ_m=	3,0	

Malta a prestazione garantita minima M5

resistenza a compressione	f_m =	5,00	MPa
Elementi artificiali pieni e semipieni			
resistenza caratteristica a compressione	f_{bk} =	7,50	MPa
Muratura			
resistenza caratteristica a compressione	f_k =	4,10	MPa
resistenza caratteristica a taglio in assenza di tensioni normali	f_{vk0} =	0,10	MPa
modulo di elasticità normale	E =	4100	MPa
modulo di elasticità tangenziale	G =	1640	MPa

Il Direttore Lavori
delle Strutture

Il Progettista
delle Strutture

3 - RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE

INTERVENTO 1 - Scala entro cavedio

A - ANALISI DEI CARICHI

1. COMBINAZIONI DI CARICO

La verifica sismica allo stato limite ultimo (SLU) o di danno (SLD) viene effettuata per la seguente combinazione degli effetti dell'azione sismica con le altre azioni

(combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica "E")

$E+G1+G2+P+y21*Q_{k1+}y22*Qk2$

Dove:

G1 peso proprio di tutti gli elementi strutturali
G2 peso proprio di tutti gli elementi non strutturali
P valore caratteristico dell'azione di precompressione

y_2 coefficiente di combinazione che fornisce:
y_{21} valori dei coefficienti di combinazione per i carichi variabili
y_{22} valori dei coefficienti di combinazione per i carichi variabili
E azione sismica per lo stato limite in esame derivante dai terremoti

SLU Stato Limite Ultimo
SLD Stato Limite di Danno

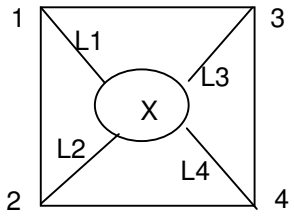
2. AZIONE SISMICA

tipo di costruzione 2 - NTC 2008 par.2.4.1

Vita nominale Vn = **50** anni
Classe d'uso da 1-4 **3** → Coefficiente d'uso Cu = 1.50
Periodo di riferimento Vr = Vn * Cu = 75 anni
Determinazione della forma spettrale
Probabilità di superamento SLO Pvr = 81%
SLD Pvr = 63%
SLV Pvr = 10%
SLC Pvr = 5%

Vertice	ID	Long.	Lat.	ag (Tr50)	Fo (Tr50)	T*c (Tr50)
1	12.742	11.853	45.424	0.377	2.56	0.25
2	12.964	11.855	45.374	0.361	2.53	0.25
3	12.743	11.925	45.425	0.369	2.55	0.25
4	12.965	11.926	45.375	0.354	2.52	0.24
	ag (Tr475)	Fo (Tr475)	T*c (Tr475)	ag (Tr975)	Fo (Tr975)	T*c (Tr975)
1	0.887	2.60	0.33	1.150	2.55	0.35
2	0.773	2.67	0.34	0.977	2.70	0.35
3	0.849	2.62	0.34	1.109	2.57	0.35
4	0.742	2.68	0.34	0.940	2.69	0.36
				Tr =	**50**	
X	**X**	**11.8887**	**45.4095**	**0.037**	**2.54**	**0.25**
	Tr =	**475**		**Tr =**	**975**	
	0.084	**2.64**	**0.34**	**0.108**	**2.62**	**0.35**

L1 = 4287 m
L2 = 5451 m
L3 = 4392 m
L4 = 5658 m



Determinazione del periodo di ritorno

	SLO	SLD	SLV	SLC
Trx = -Vr/ln(1-Pvr) =	**45**	**75**	**712**	**1462**
ag/g (TrX) =	**0.036**	**0.043**	**0.096**	**0.123**
Fo (TrX) =	**2.536**	**2.533**	**2.628**	**2.617**
T*c (TrX) =	**0.240**	**0.280**	**0.346**	**0.358**

Categoria suolo	Ss				
	Formula	**SLO**	**SLD**	**SLV**	**SLC**
A		1.00	1.00	1.00	1.00
B	1,00 <=1,4-0,4*Fo*(ag/g) <=1,20	1.20	1.20	1.20	1.20
C	1,00<=1,7-0,6*Fo*(ag/g) <=1,50	1.50	1.50	1.50	1.50
D	0,90<=2,4-1,5*Fo*(ag/g) <=1,80	1.80	1.80	1.80	1.80
E	1,00<=2-1,10*Fo*(ag/g) <=1,60	1.60	1.60	1.60	1.60
Categoria suolo	Cc				
		SLO	**SLD**	**SLV**	**SLC**
A		1.00	1.00	1.00	1.00
B	1,10*(T*c)^-0,20 =	1.46	1.42	1.36	1.35
C	1,05*(T*c)^-0,33 =	1.69	1.60	1.49	1.48
D	1,25*(T*c)^-0,50 =	2.55	2.36	2.13	2.09
E	1,15*(T*c)^-0,40 =	2.04	1.91	1.76	1.73

CATEGORIA SUOLO C

		SLO	SLD	SLV	SLC	
	Ss =	1.50	1.50	1.50	1.50	
	St =	1.00	1.00	1.00	1.00	
S =	Ss*St =	1.50	1.50	1.50	1.50	
	Cc =	1.69	1.60	1.49	1.48	
Tb =	Tc/3 =	0.135	0.150	0.172	0.176	sec
Tc =	Cc*T*c =	0.405	0.449	0.516	0.529	sec
Td = 4*ag/g+1,60 =		1.744	1.773	1.985	2.091	sec
	η =	1.00	1.00	0.50	0.50	

fattore di struttura q = qokr = **2** η =1/q = 0.500

kr= 1.00

qo= 2.00 (strutture a mensola o a pendolo inverso)

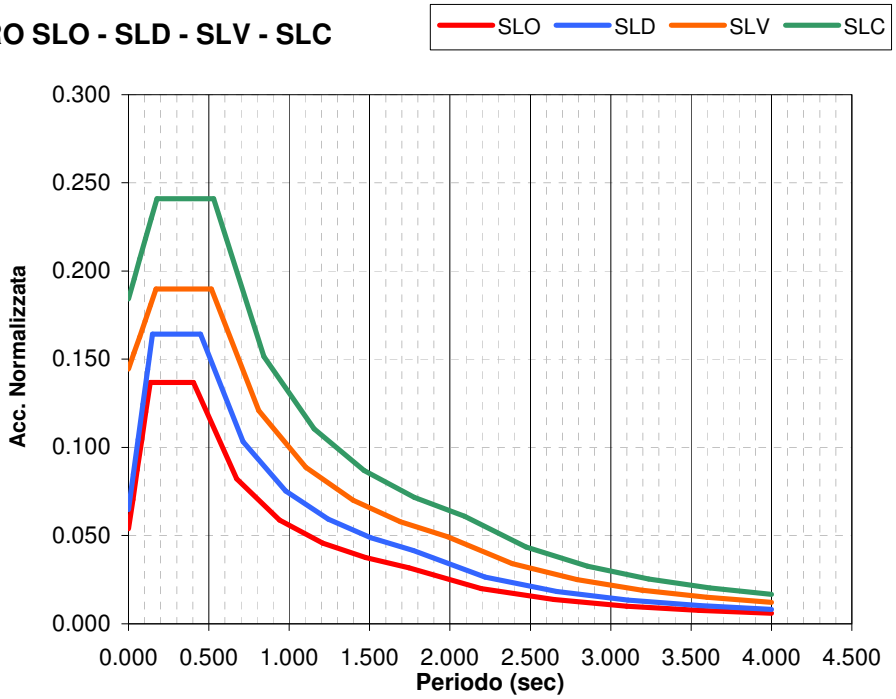
0<=T<Tb	Se(T) =	ag*S*h*Fo*(T/Tb+1/(h*Fo)*(1-T/Tb)) =
Tb<=T<Tc	Se(T) =	ag*S*h*Fo =
Tc<=T<Td	Se(T) =	ag*S*h*Fo*(Tc/T) =
Td<=T	Se(T) =	ag*S*h*Fo*(Tc*Td/T^2) =

DATI SPETTRO SLO DATI SPETTRO SLD DATI SPETTRO SLV DATI SPETTRO SLC

accelerazione normalizzata [g]

Periodo	Acceler.	Periodo	Acceler.	Periodo	Acceler.	Periodo	Acceler.
0.000	0.054	0.000	0.065	0.000	0.144	0.000	0.184
0.027	0.070	0.030	0.085	0.034	0.154	0.035	0.196
0.054	0.087	0.060	0.105	0.069	0.163	0.071	0.207
0.081	0.104	0.090	0.124	0.103	0.172	0.106	0.218
0.108	0.120	0.120	0.144	0.138	0.181	0.141	0.230
0.135	**0.137**	**0.150**	**0.164**	**0.172**	**0.190**	**0.176**	**0.241**
0.405	**0.137**	**0.449**	**0.164**	**0.516**	**0.190**	**0.529**	**0.241**
0.672	0.082	0.714	0.103	0.810	0.121	0.841	0.152
0.940	0.059	0.978	0.075	1.104	0.089	1.154	0.111
1.208	0.046	1.243	0.059	1.398	0.070	1.466	0.087
1.476	0.037	1.508	0.049	1.691	0.058	1.779	0.072
1.744	**0.032**	**1.773**	**0.042**	**1.985**	**0.049**	**2.091**	**0.061**
2.195	0.020	2.218	0.027	2.388	0.034	2.473	0.044
2.646	0.014	2.664	0.018	2.791	0.025	2.855	0.033
3.098	0.010	3.109	0.014	3.194	0.019	3.236	0.025
3.549	0.008	3.555	0.010	3.597	0.015	3.618	0.020
4.000	0.006	4.000	0.008	4.000	0.012	4.000	0.017

SPETTRO SLO - SLD - SLV - SLC



Caratteristiche di regolarità

Per la struttura viene eseguita un'analisi dinamica modale su un modello tridimensionale, i dati della struttura ed i risultati sono riportati in allegato.

Effetti torsionali

Questi effetti sono valutati applicando il metodo della traslazione del centro di massa relativo ai singoli piani del 5% rispetto alla dimensione massima di ingresso del sisma.

3. CARICHI DA VENTO

Espressione della pressione del vento p = qb*ce*cp*cd

Zona	Veneto	= 1	Velocità di riferimento:	
Altitudine	25 m	< 1000 m	vb =	25 m/s

Pressione cinetica di riferimento qb = vb*²ρ/2 = 390.625 N/m²

Classe di rugosità del terreno	A	
Distanza dalla costa	40 km	> 30 km
Altitudine	25 m	< 500 m
Categoria di esposizione del sito	V	

Altezza fabbricato z = 13 m

kr = 0.23 zo = 0.7 zmin = 12.00 < z

Coefficiente topografico	ct =	1.00	
Coefficiente di esposizione	ce =	1.53	
Coefficiente di forma	cp =	2.80	Torri e pali a traliccio a sezione rettangolare di forma diversa dalla circolare (CIRC.617/2009 par.C.3.3.10)
Coefficiente dinamico	cd =	1.00	

Pressione del vento	**max**	**p =**	**1.68 kN/m²**
Pressione del vento	**min**	**p =**	**1.62 kN/m²**

In considerazione della localizzazione delle opere all'interno di un cavedio tecnico, nell'ambito di un più ampio cortile chiuso da edifici la cui altezza supera quella dei manufatti da realizzarsi, l'azione del vento è stata considerata come **trascurabile** ai fini delle verifiche, per l'intervento in oggetto.

4. CARICHI DA NEVE

Espressione del carico da neve qs = μi*qsk*Ce*Ct

Carico neve al suolo

Zona	Padova	= 2		
Altitudine	25 m	< 200 m	qsk =	1.00 kN/m²

Coefficiente di esposizione Topografia	Ce =	1.00
Coefficiente termico	Ct =	1.00
Coefficiente di forma per coperture **Copertura piana con angolo α minore di 30°**	μ1 =	**0.8**

Carico da neve	**max**	**qs =**	**0.80 kN/m²**

5. CARICHI VERTICALI SU SCALA

Carichi scala

Peso proprio elementi in acciaio	g=	2.50	kN/m²	
Carico permanete (pianerottoli, gradini, montanti, parapetti)	perm=	1.50	kN/m²	
Carico accidentale	accid=	4.00	kN/m²	(cat. C2 - ballatoi e scale comuni - NTC08 tab.3.1.II)
	tot=	8.00	kN/m²	

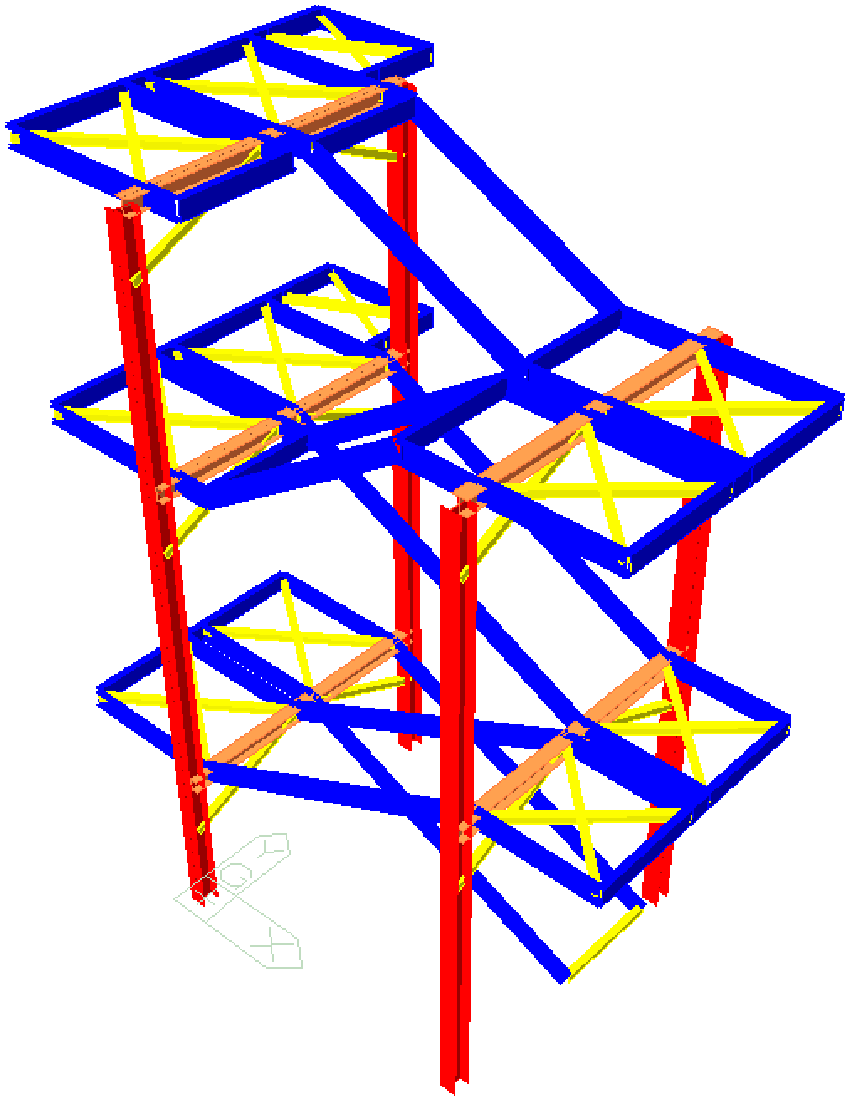
Nota:
Tali valori potrebbero subire lievi variazioni in fase di esecuzione dei lavori; in caso di sostanziali variazioni dei carichi l'esecuzione delle opere è vincolata alla preventiva comunicazione e approvazione della D.LL.

B - VERIFICHE

1. VERIFICHE DELLE STRUTTURE IN ELEVAZIONE

Per le verifiche si rimanda ai risultati delle elaborazioni svolte con modelli agli elementi finiti (rif. Mod. 1410015 r4 - INTERVENTO 1).
Le verifiche sono soddisfatte e sono riportate in allegato alla presente.

Le strutture principali in elevazione della scala sono realizzate mediante colonne e travi in acciaio del tipo HE; i cosciali sono realizzati in profili UPN mentre i controventi sono realizzati con profili ad "L". Per le verifiche di tali elementi si rimanda agli allegati della presente relazione, mentre per l'organizzazione spaziale delle strutture si rimanda agli elaborati grafici.



Modello agli elementi finiti (rif. Mod. 1410015 r4 - INTERVENTO 1)

2. FONDAZIONI

Si adotta una fondazione a plinti su pali in calcestruzzo armato dello spessore di **50 cm, con impronta pari a 105x105 cm, impostati su n°3 micropali trivellati, ø180 mm, L= 10,00 m,** con armatura in tubolare metallico ø114.3 sp. 8mm in acciaio S355. **La portata indicativa dei pali è stata stimata in 115÷120 kN allo SLV App.2.**

In seguito ad analisi della struttura in elevazione svolte con le combinazioni di carico definite al par. 7.2.5 DM 14/01/2008, sono state assunte come azioni in fondazione le sollecitazioni trasferite dagli elementi strutturali sovrastanti, amplificate di un coefficiente γ_{Rd} pari a 1,1 (CD "B"), garantendo così la risposta della fondazione in campo elastico.

2.1. PLINTO A 3 PALI

Dimensionamento della sezione

Base maggiore	B =	105	cm
Base minore	b =	105	cm
Altezza	H =	50	cm
Altezza utile	h =	46	cm
Altezza bicchiere	hbic=	0	cm
	bbic=	0	cm
Interasse pali	**iB =**	**60**	**cm**

Analisi dei carichi ***(alla base del plinto)***

Peso proprio plinto	p.p. =	14	kN
Peso pavimento	p.s. =	7	kN
Carico trave di collegamento	c.c. =	5	kN
Carichi vari e arrotondamenti	c.v. =	0	kN
Carico totale	G =	25	kN
Sovraccarichi pavimento	Q =	4	kN

γperm= 1.3 γacc= 1.50

Sollecitazioni massime SLU strutture in elevazione
(Si considera la combinazione di carico che massimizza le sollecitazioni in fondazione)

Sollecitazioni pilastro rif. Mod. 1410015 r4 - comb.slv. N°2

N_{SLU}=	198.00	kN
$T_{SLU}x$=	1.21	kN
$T_{SLU}y$=	25.85	kN
Mx_{SLU}=	1292.50	kNcm
My_{SLU}=	137.50	kNcm

Sforzi di taglio pilastri

Momento trasmesso (con m.di trasporto) Mt=Mp +T*Htot

Tz>My	Mx+Ty*btrasp =	2585	kNcm
Ty>Mz	My+Tx*btrasp=	198	kNcm

Resistenze dei materiali:

acciaio	fyd =	391	MPa
calcestruzzo	Rck=	30	MPa
resistenza cilindrica	f_{ck}=0,83*Rck	24.9	MPa
resistenza di calcolo cls	f_{c1} =	13.23	MPa
trazione del calcestruzzo	fctd =	1.14	MPa
rapporto	fyd/fc1 =	29.6	
allungamento calcestruzzo	ε_{cu} =	0.35	%
allungamento acciaio	ε_{yd} =	0.18	%
area armatura a taglio ad interrasse s	Awd		cm²
numero braccia staffe	nb=		
passo staffe appoggi	s=		cm
limite verso le forti armature	ω_{sc} =	0.528	
Coefficiente di sicurezza globale	γ_f =	1.4	per dimensionamento

Sforzo normale massimo alla base del plinto N_{SLU}= 237 kN

Sollecitazioni sui pali allo SLU

Calcolo dello sforzo massimo sui pilastri

numero pali in fila 1	n1= 2	n1= 2
distanza pali fila 1 da baricentro (cm)	y1= 16	x1= 30
numero pali in fila 2	n2= 1	n2= 1
distanza pali fila 2 da baricentro (cm)	y2= -38	x2= 0

$Fmi=M*y_i/((n_1*y_1^2+n_2y_2^2))$

Fmx1 =	21 kN	Fmy1 =	3 kN
Fmx2 =	-50 kN	Fmy2 =	0 kN

P 1	= N/3 + Fmx1	=	**100** kN
P 2	= N/3 + Fmx2+Fmy1	=	**32** kN
P 3	= N/3 + Fmx2+Fmy2	=	**29** kN

Le massime sollecitazioni, con idoneo fattore di sovraresistenza secondo normativa, sono pari a 100 kN, nelle condizioni più gravose.
La portata indicativa dei pali è stata stimata in 115÷120 kN allo SLV App.2; tale tipologia di fondazioni risulta dunque idonea.

Si precisa che le azioni di trazione alla base delle colonne risultano trascurabili.
Il peso del plinto e della pavimentazione di piano terra risultano in ogni caso pari a **57** kN
La resistenza a trazione offerta dal singolo palo risulta pari a circa **53 kN**, motivo per cui la resistenza a trazione offerta dal sistema è largamente superiore alle sollecitazioni presenti.

Tensione sul calcestruzzo

lato pilastro	L1=	20	cm
	L2=	20	cm

Sforzo alla base del pilastro	Fcpil =	198	<	529 kN
diametro del palo	ø=	18 cm		
Sforzo in testa al palo	Fcpal =	100	<	336 kN

Verifica a taglio del palo sui bordi

Lato area di taglio	B1 =	25	cm
Lato area di taglio	B2 =	25	cm
Altezza fondazione	Hfond =	50	cm

Verifica

perimetro della sezione di base	p=	50	cm
valore di calcolo della resistenza a trazione			
	Rck=	30	MPa
fctd=(0,7*0,27*Rck^$^{2/3}$)/1,5	fctd=	0.12	kN/cm²
Forza resistente a taglio			
Fr=0,5*p*Hfond*fctd	Fr=	**152**	kN

si ricava che non è necessaria armatura a taglio

Dimensionamento armature

Sollecitazioni

Per il calcolo delle armature si utilizza il modello a bielle e si ha:

Forza sui puntoni del traliccio

num pali dir radiale	n=	3	
F =Rmax*i/(2*h*sen(180/n)		69	kN

Sforzo nei tiranti principali

T =F/(2*sen(180/n)	40	kN
Tprinc=T*0,6	24	kN

Sforzo sui tiranti secondari radiali

Fr =0,4*F	28	kN

Sforzo diffuso/di sospensione

F_d =max(Rmax/1,5*n;0,3*T)	22	kN

Armature

Armature perimetrali	Ap =	0.64	cm^2
Armature radiale	Ap =	0.74	cm^2
Armatura diffusa	Ad =	0.60	cm^2

Si dispone quindi una armatura composta da:

Armature perimetrali	**2ø16**	sull'asse dei pali	Ap =	4.02	cm^2
Armature radiale	**2ø16**	sull'asse dei pali	Ap =	4.02	cm^2
Armatura diffusa	**2ø16 dx/sx**	di sospensione	Ad =	4.02	cm^2

2.2. VERIFICA A PUNZONAMENTO SECONDO EC2

Verifica di piastre con armature a flessione, di fondazioni e piastre nervate a sezione piena attorno all'area caricata. Le lastre devono essere verificate nei riguardi del punzonamento allo Stato Limite Ultimo, in corrispondenza di pilastri e carichi concentrati.

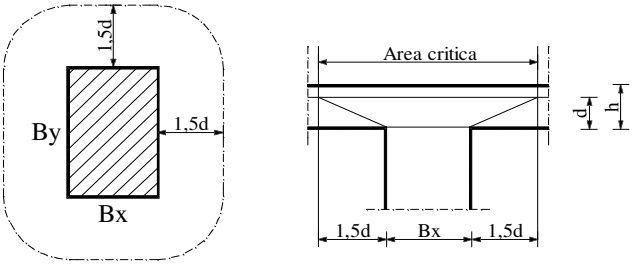
Caratteristiche dei materiali

CLS 25/30			
Densità	δ =	25.00	kN/m³
Coefficiente parziale di sicurezza	γ_C =	1.50	---
Coefficiente riduttivo	α_{cc} =	0.85	---
Resistenza cubica caratteristica	R_{ck} =	30.00	MPa
Resistenza cilindrica caratteristica	f_{ck} =	24.90	MPa
Modulo di elasticità	E_c =	31447.16	MPa
Resistenza a compressione	f_d =	16.60	MPa
Resistenza di calcolo a compressione	f_{cd} =	14.11	MPa
Resistenza media a trazione	f_{ctm} =	2.56	MPa
Resistenza caratteristica a trazione	f_{ctk} =	1.79	MPa
Resistenza di calcolo a trazione	f_{ctd} =	1.19	MPa

ACCIAIO B450C			
Densità	δ =	78.50	kN/m³
Coefficiente parziale di sicurezza	γ_S =	1.15	---
Tensione caratteristica di snervamento	f_{yk} =	450.00	MPa
Modulo di elasticità	E_s =	206000.00	MPa
Tensione di snervamento di calcolo	f_{yd} =	391.30	MPa

Caratteristiche delle sezioni

Schema valido per area caricata di forma rettangolare (EC2 - par.4.3.4.2.1), lontana da bordi liberi:



Altezza totale piastra	h =	50.00	cm
Altezza utile piastra	d =	45.00	cm
Lato X area caricata (pilastro)	Bx =	20.00	cm
Lato Y area caricata (pilastro)	By =	20.00	cm
Altezza piastra >= 20 cm		OK	
Perimetro area caricata < 11*d		OK	
Lato X critico = Bx+(2*1,5*d)	Bux =	155	cm
Lato Y critico = By+(2*1,5*d)	Buy =	155	cm
Perimetro critico = (Bux+Buy)*2	u =	620.00	cm
Sezione critica = u*d	Su =	27900.00	cm²

Analisi dei carichi

Carichi concentrati risultanti - massima azione assiale da sovrastrutture

Carico Totale di Progetto	**(V_{Ed}) N_{Ed} =**	**198**	**kN**

Sollecitazione di taglio agente per unità di lunghezza (EC2 - eq. 4.50)

$V_{Ed} = N_{Ed}*\beta/u$ **V_{Ed} = 47.90 kN/m**

, dove: β = 1.5 Tiene conto degli effetti della possibile eccentricità del carico

Verifica allo stato limite ultimo

V_{Rd1} Resistenza di calcolo a taglio per unità di lunghezza di perimetro critico, per piastre prive di armatura a taglio

V_{Rd2} Massima resistenza di calcolo a taglio per unità di lunghezza di perimetro critico, per piastre dotate di armatura a taglio

V_{Rd3} Resistenza di calcolo a taglio per unità di lunghezza di perimetro critico, per piastre dotate di armatura a taglio

Le verifiche si ritengono soddisfatte se:

Piastre prive di armatura a taglio	V_{Rd1}	>	V_{Ed}
Piastre dotate di armatura a taglio	V_{Rd3}	≥	V_{Ed}

Piastre prive di armatura a taglio

Parametri di Calcolo		***udm***	***Valore***
Asl_X	Armatura longitudinale tesa in BuX	cm²	8.04
Asl_Y	Armatura longitudinale tesa in BuY	cm²	8.04
ρ_{1x}	Percentuale d'armatura dir.X= Asl/Bux*d ≤ 0,0	-	0.0012
ρ_{1y}	Percentuale d'armatura dir.Y= Asl/Buy*d ≤ 0,0	-	0.0012
ρ_1	Percentuale d'armatura tot =radq(r1x*r1y)≤ 0,0	-	0.0012
τ_{Rd}	Tensione resistente = 0,25*fctk/gC	MPa	0.30
k	1,6-d ≥ 1	-	1.15

Resistenza di calcolo e rapporto di resistenza	***udm***	***Valore***
V_{Rd1} = $t_{Rd}*k*(1,2+40r_1)*d$	kN/m	192.46
V_{Ed}/V_{Rd1}	---	25%
Verifica		**OK**

La verifica è soddisfatta.

2.3. TRAVE DI COLLEGAMENTO

Pur non essendo necessaria ai fini sismici, in quanto il sito di costruzione ricade in zona sismica 4, si inserisce una trave di collegamento tra le coppie di plinti a filo A e a filo B.

Tale trave viene schematizzata come trave in semplice appoggio e assume funzione principalmente pratica di base di fissaggio per i cosciali e di riduzione di possibili spostamenti relativi in fondazione. Tale elemento viene dimensionato secondo quanto stabilito al par. 7.2.5.1 DM 14/01/2008 "Norme Tecniche per le Costruzioni".

♦ Dimensionamento della sezione

Si assume come valore dello sforzo verticale medio agente in fondazione quello utilizzato nelle analisi precedenti, ed in particolare la resistenza dei pali:

SLU - analisi dei carichi alla base della fondazione

	R max palo=	120	kN
	n° pali =	3	
Carico totale	N =	360	kN

♦ Sforzo orizzontale da applicare ai collegamenti

	Profilo stratigrafico		**C**	
A_{sd} =	**±0,4*Nsd*a_{max}/g = ±**		**20.80**	**kN**
Sforzo verticale	Nsd =		360	kN
Acc. max attesa al sito	a_{max}/g =	ag*S/g =	0.144	-
Acc. max su sito di riferimento rigido	a_g =		0.096	g
Coefficiente	S =	Ss*St =	1.50	-
Amplificazione stratigrafica	Ss =		1.50	-
Amplificazione topografica	St =		1.00	-

♦ Caratteristiche dei materiali

CLS 25/30			
Densità	δ =	25.00	kN/m³
Coefficiente parziale di sicurezza	γ_C =	1.50	---
Coefficiente riduttivo	α_{cc} =	0.85	---
Resistenza cubica caratteristica	R_{ck} =	30.00	MPa
Resistenza cilindrica caratteristica	f_{ck} =	24.90	MPa
Modulo di elasticità	E_c =	31447.16	MPa
Resistenza a compressione	f_d =	16.60	MPa
Resistenza di calcolo a compressione	f_{cd} =	14.11	MPa
Resistenza media a trazione	f_{ctm} =	2.56	MPa
Resistenza caratteristica a trazione	f_{ctk} =	1.79	MPa
Resistenza di calcolo a trazione	f_{ctd} =	1.19	MPa

ACCIAIO B450C			
Densità	δ =	78.50	kN/m³
Coefficiente parziale di sicurezza	γ_S =	1.15	---
Tensione caratteristica di snervamento	f_{yk} =	450.00	MPa
Modulo di elasticità	E_s =	206000.00	MPa
Tensione di snervamento di calcolo	f_{yd} =	391.30	MPa

♦ Predimensionamento e verifica

Per l'assorbimento di tale sforzo si rendono necessarie:

Area cls	**compressione**	Ac =	A_{sd}/f_{cd} =	14.74	cm²
Area acciaio	**trazione**	As =	A_{sd}/f_{yd} =	0.53	cm²
			min 0,003*Ac =	6.00	cm²

La sezione della trave di collegamento presenta dimensioni pari a 40x50 cm ed è armata longitudinalmente con 4ø16 correnti. L'area resistente di calcestruzzo e di acciaio disponibili sono quindi:

Acr min =	2000.00	cm²
Asr min =	8.04	cm²

La sezione risulta quindi abbondantemente verificata.

Si valuta inoltre la snellezza del cordolo (par. 4.1.2.1.7.2 DM 14/01/2008), valutato sulla lunghezza maggiore, pari a 570 cm (filo 1), e considerato incernierato alle estremità:

Base	B =	40.0	cm	
Altezza	H =	50.0	cm	
Area	Ac =	2000.0	cm²	
Modulo d'inerzia	I =	416666.7	cm^4	
Raggio d'inerzia	i =	14.4	cm	
Lunghezza	L =	180.0	cm	
Coeff. b	β =	1	-	vincoli a cerniera
Azione assiale adimensionale	ν =	0.000737	-	
Rapporto momenti flettenti	r_m =	1	-	
C = 1,7 - rm	C =	0.7		

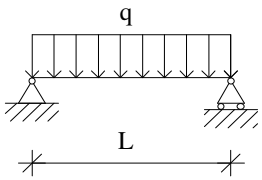
Snellezza $\lambda = \beta * L / i =$ 12.47

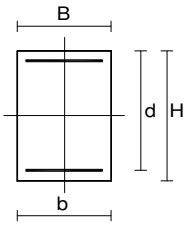
Snellezza limite $\lambda_{lim} = \dfrac{15{,}4*C}{radq(\nu)} =$ 397.07 **OK**

SCHEMA DI TRAVE A DUE APPOGGI

Si esegue nel seguito il dimensionamento della trave di collegamento come elemento in semplice appoggio sui plinti.

♦ Schema statico e caratteristiche delle sezioni





Interasse max pilastri	L =	180.00	cm
Altezza totale sezione	H =	50.00	cm
Altezza utile sezione	d =	46.00	cm
Bordo superiore sezione	B =	40.00	cm
Bordo inferiore sezione	b =	40.00	cm

♦ Analisi dei carichi

Carichi uniformemente distribuiti

Permanenti

Carichi permanenti equiv. (pavimentazione)		6.00	kN/m²
Carichi vari e arrotondamenti		0.00	kN/m²
Totale carico permanente	g =	6.00	kN/m²

Accidentali

Destinazione d'uso		4.00	kN/m²
Neve		0.80	kN/m²
Carichi vari e arrotondamenti		0.00	kN/m²
Totale carico accidentale	q =	4.80	kN/m²

Interasse di carico q distribuito	l =	1.00	m

Carichi linearmente distribuiti

Permanenti

Peso proprio trave		5.00	kN/m
Carichi vari e arrotondamenti		0.00	kN/m
Totale carico permanente	g =	5.00	kN/m

Accidentali

Carichi vari e arrotondamenti		0.00	kN/m
Totale carico accidentale	q =	0.00	kN/m

Carico permanente totale	G_1 =	11.00	kN/m
Carico permanente non strutturale totale	G_2 =	0.00	kN/m
Pretensione e precompressione	P =	0.00	kN/m
Carico accidentale totale	Q =	4.80	kN/m
Carico Totale	**P_{TOT} =**	**15.80**	**kN/m**

♦ Combinazioni di carico

SLU - Combinazione fondamentale

$$F_d = \gamma_1 \cdot G_1 + \gamma_2 \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Qk_3 + ...$$

Nel caso in esame si sono considerati i seguenti coefficienti di combinazione y_{ij}, ottenendo i paramentri della sollecitazione sotto riportati:

Carichi permanenti	γ_{G1} =	1.3
Carichi permanenti non strutturali	γ_{G2} =	1.5
Carichi accidentali	γ_{Qi} =	1.5
Precompressione	γ_P =	1.0
	ψ_{01}	-
	ψ_{02}	0.0
	ψ_{03}	0.0

Sollecitazioni di Calcolo	***udm***	***Appoggio***	***Campata***	***Appoggio***
M_{Ed}	kNcm	290.25	870.75	290.25
V_{Ed} sx	kN	-	-	19.35
V_{Ed} dx	kN	19.35	-	-

♦ Dimensionamento delle sezioni

Per il dimensionamento delle armature longitudinali si utilizza la formula approssimata:

$$A's = M_{Ed\ SLU}/(0{,}9*d*f_{yd}),$$

dove M_{Ed} SLU è il momento di calcolo allo Stato Limite Ultimo, considerato in quanto il più gravoso tra le varie combinazioni di carico analizzate; f_{yd} è la tensione di snervamento di calcolo dell'acciaio; il prodotto 0,9*d rappresenta il braccio delle forze interne, nell'ipotesi di sezione reagente tra campo 2 e campo 3.

Il dimensionamento dell'armatura a taglio si basa sulle formule (par. 4.1.6.1 DM 14/01/2008):

Passo staffe massimo	$s_{max} \leq$ 0,8·d	cm
Area staffe minima	A'st = $1{,}5 \cdot b \cdot 10 \cdot (10^{-2})$	cm²/m

Parametri Armatura	***udm***	***Appoggio dx***	***Campata***	***Appoggio sx***
A's	cm²	0.18	0.54	0.18
ferri	cm²	**4ø16**	**4ø16**	**4ø16**
Asl_{inf}	cm²	8.04	8.04	8.04
s_{max}	cm	36.8	36.8	36.8
$A'st_{min\ TOT}$	cm²/m	6.00		6.00
passo staffe	cm	20		20
n bracci	---	2		2
Ø staffe	mm	10		10
A_{st} • n bracci	cm²	1.57		1.57
Ast_{TOT}	cm²/m	7.85		7.85

♦ **Verifica allo stato limite ultimo**

Si riporta per facilità di lettura la tabella delle sollecitazioni di calcolo allo Stato Limite Ultimo:

Sollecitazioni di Calcolo	***udm***	***Appoggio***	***Campata***	***Appoggio***
M_{Ed}	kNcm	290.25	870.75	290.25
V_{Ed} sx	kN	-	-	19.35
V_{Ed} dx	kN	19.35	-	-

Le verifiche si ritengono soddisfatte se:

Resistenza flessionale	M_{Rd}	≥	M_{Ed}
Resistenza a taglio	V_{Rd}	≥	V_{Ed}

Ampiezza base compressa	b_w		cm
Altezza utile sezione	d		cm
Area armatura longitudinale	A_{sl}		cm²
Posizione asse neutro	y =	$A_{sl} * f_{yd} / 0,8 * b_w * f_{cd}$	cm
Rapporto y/d	ξ =	y/d	---
Rapporto d'armatura	ω_s =	$A_{sl} * f_{yd} / b_w * d * f_{cd}$	---
Braccio della coppia interna	z =	d - (y/2)	cm
Percentuale d'armatura $\rho_l \leq 0,02$	ρ_l =	$A_{sl} / b_w * d$	---
Coefficiente $k \leq 2$	k =	$1 + (200/d)^{1/2}$	---
ν_{min}	ν_{min} =	$0,035 * k^{3/2} * f_{ck}^{1/2}$	MPa
σ media di compressione ≤ 0,2 f_{cd}	σ_{cp} =	N_{ed}/A_c	kN/cm²
Inclinazione staffe tese	α		°
Inclinazione bielle compresse	θ		°

Parametri della sezione	***udm***	***Appoggio***	***Campata***	***Appoggio***
b_w	cm	40.00	40.00	40.00
y	cm	6.97	6.97	6.97
ω_s	---	0.12	0.12	0.12
z	cm	43.21	43.21	43.21
ρ_l	---	0.004	0.004	0.004
k	---	1.66	1.66	1.66
ν_{min}	MPa	0.37	0.37	0.37
σ_{cp}	kN/cm²	0.00	0.00	0.00
Taglio di riferimento	kN	68.69	68.69	68.69
Taglio resistente	kN	37.68	37.68	37.68

Resistenza di calcolo a sollecitazione flettente e rapporto di resistenza della sezione:

Resistenza di calcolo e rapporto di resistenza	***udm***	***Appoggio***	***Campata***	***Appoggio***
M_{Rd}	kNcm	13595.15	13595.15	13595.15
M_{Ed}/M_{Rd}	---	2%	6%	2%
Verifica		**OK**	**OK**	**OK**

Resistenza di calcolo a taglio per elementi privi di armature a taglio:

Resistenza di calcolo e rapporto di resistenza	***udm***	***Appoggio***	***Campata***	***Appoggio***
V_{Rd1}	kN	68.69		68.69
V_{Ed}/V_{Rd1}	---	28%		28%
Verifica		**OK**		**OK**

Le verifiche risultano soddisfatte.
Si inserisce comunque un'apposita staffatura costituita da 1Ø10/20cm su tutta l'estensione dell'elemento.

3. UNIONI TRA GLI ELEMENTI METALLICI

3.1. TIRAFONDI E PIASTRA DI BASE DELLE COLONNE

Soggetta a taglio e trazione

Numero file	2	
Numero tirafondi per fila	3	(tirafondi che lavorano a momento)

(in condizioni ULTIME)	(valori da modello)	cmb inviluppo		rif.mod 1410015 r4
Taglio	V_{Ed} =	31.33	kN	
Momento flettente	M_{Ed} =	2098.85	kNcm	
Braccio	b=	30.00	cm	
Piani di contatto	n_V =	1	---	

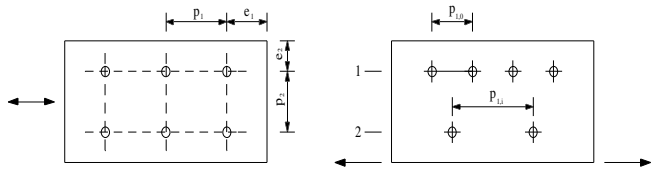
Sforzo di taglio (sul singolo)	$F_{v,Ed}$ = $V_{Ed}/(n_V*n)$ =	5.22	kN
Sforzo di trazione (per fila)	$F_{t,Ed}$ = $M_{Ed}/b)/(n_M)$=	23.32	kN

Dimensionamento e verifica della sezione

Si utilizzano tirafondi **ø22** come indicato nelle tavole di progetto capaci di resistere agli sforzi determinati.

Coeff. Sicurezza	γ_{M2} =	1.25	---	
Diametro bullone	d =	2.2	cm	
Diametro foro	d_0 =	2.3	cm	
Area resistente bullone	Ares =	3.14	cm²	
Spessore piastra	t =	1.50	cm	
σ rottura bullone	f_{tb} =	80	kN/cm²	
σ rottura piatto	f_{tk} =	43	kN/cm²	(S275)

Geometria del collegamento (Par. 4.2.8.1.1, Tab.4.2.XIII DM 14/01/2008)



	MIN	MAX	ADOTTATO	
	cm	cm	cm	
e1	2.76	10	4	**OK**
e2	2.76	10	4	**OK**
p1	5.06	20	14	**OK**
p1,0	-	20	-	**NO**
p1,i	-	20	-	**NO**
p2	5.52	20	14	**OK**

L'unione è stata dimensionata rispettando i rapporti geometrici minimi.

Resistenza di calcolo a taglio dei tirafondi

$F_{v,Rd}$ =	$0,6*f_{tb}*Ares/\gamma_{M2}$ =	120.64	kN
	$V_{Ed,i}/F_{v,Rd}$ =	4%	**OK**

Resistenza a rifollamento del piatto

α =	MIN($e_1/(3*d_0)$;ftb/ftk;1)=	0.58	---
k =	MIN($2,8*e_2/d_0-1,7$;2,5)=	2.50	---
$F_{b,Rd}$ =	$k*\alpha*f_{tk}*d*t/\gamma_{M2}$ =	164.52	kN
	Fv,Ed*nv/$Fb_{,Rd}$ =	3%	**OK**

Resistenza a trazione degli elementi di connessione

$F_{t,Rd}$ =	$0,9*f_{tb}*Ares/\gamma_{M2}$ =	180.96	kN
	$N_{Ed,i}/F_{t,Rd}$ =	13%	**OK**

Resistenza a punzonamento del piatto

$B_{p,Rd}$ =	$0,6*\pi*d*t*f_{tk}/\gamma_{M2}$ =	213.98	kN
	$N_{Ed,i}/B_{p,Rd}$ =	11%	**OK**

Verifica combinata

Resistenza complessiva a taglio	MIN(Fv,Rd; Fb,Rd) =	120.64	kN
Resistenza complessiva a trazione	MIN(Bp,Rd; Ft,Rd) =	180.96	kN

$$\frac{Fv,Ed}{Fv,Rd} + \frac{Ft,Ed}{1,4*Ft,Rd} \leq 1$$

$$0.04 + 0.09 \leq 1 \quad \textbf{OK}$$

Verifica di sovraresistenza del collegamento colonna-fondazione (DM 14/01/2008, par.7.5.4.6)

Colonna	**Profilo:**	**HE 200 A**		
Altezza		19.00	cm	
Larghezza		20.00	cm	
Spessore ala	tf =	1.00	cm	
Spessore anima	tw =	0.65	cm	
Raggio di raccordo	r =	1.80	cm	
Area	A =	53.83	cm²	
Momento d'inerzia	J =	3692	cm^4	
Modulo di resistenza el	Wel =	389	cm³	
Modulo di resistenza pl	Wpl =	429	cm³	
Acciaio	fyk=	27.50	kN/cm²	**S275**

Classificazione della sezione

$\varepsilon = \sqrt{(235/fyk)}$ $\varepsilon =$ 0.92

- piattabande esterne soggette a compressione: cpe. = 9

c/t ≤ cpeε	c =	7.88					
	t =	1.00	c/t =	7.88	<	8.32	**OK**

- parti interne soggette a compressione: cpi. = 72

c/t ≤ cpiε	c=	13.40					
	t=	0.65	c/t =	20.62	<	66.56	**OK**

Si utilizza un **profilo** classe = **1**

Determinazione del momento resistente plastico di progetto della colonna
PER SEZIONI A DOPPIO T in CLASSE 1-2

Fattore parziale globale	γ_{M0} =	1.05		
Fattore di sovraresistenza	γ_{Rd} =	1.15		funzione del tipo di acciaio
Sforzo normale di progetto	N_{Ed} =	198.00	kN	
Sforzo normale resistente	$N_{Rd} = A*fyk/\gamma_{M0}$ =	1409.87	kN	per sezioni in classe 1, 2, 3

<u>Pressoflessione nel piano dell'anima (inflessione attorno all'asse forte)</u>

Momento resistente plastico	$M_{Rd} = Wpl*fyk/\gamma_{M0}$ =	11248.41	kNcm	
Tasso di lavoro per solo sforzo normale	$n = N_{Ed}/N_{Rd}$ =	0.14	-	eq.4.2.37 DM14/01/2008
Rapporto area anima/area tot	a =	0.26	-	eq.4.2.38 DM14/01/2008
Momento resistente ridotto per effetto dello sforzo normale	$M_{N,Rd}$ =	11093.92	kNcm	eq.4.2.34 DM14/01/2008

Momento resistente plastico di progetto del collegamento

$M_{C,Rd} = F_{t,Rd}*b*n_M$ = 16286.02 >= 14033.80 **OK**

3.2. UNIONE BULLONATA CONTROVENTI DI PARETE

UNIONE BULLONATA
Soggetta a taglio (in condizioni ULTIME) rif.mod 1410015 r4

Numero file	2	
Numero bulloni per fila	1	

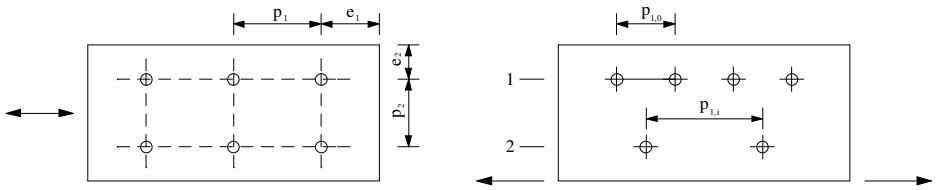
Sforzo assiale (trazione per i bulloni)	N_{Ed} =	80.00	kN
Taglio	V_{Ed} =	2.44	kN
Momento flettente	M_{Ed} =	0.00	kNcm
Braccio	b=	5.00	cm
Piani di contatto	n_V =	1	---

Sforzo di taglio (sul singolo bullone	$Fv_{,Ed}$ = $V_{Ed}/(n_V*n)$ =	1.22	kN
Sforzo di trazione (per fila di tassel	$F_{t,Ed}$ = (M/b)/n° =	40.00	kN

Dimensionamento e verifica della sezione
Si utilizzano **bulloni M14 Classe 8.8** come indicato nelle tavole di progetto capaci di resistere agli sforzi determinati.

Coeff. Sicurezza	γ_{M2} =	1.25	---	
Diametro bullone	d =	1.4	cm	
Diametro foro	d_0 =	1.5	cm	
Area resistente bullone	Ares =	1.13	cm²	
Spessore piastra	t =	1.00	cm	
Larghezza piastra in dir trazione		8.00	cm	
Area netta piastra	Anet =	5.20	cm²	
Spessore anima/ala trave	s =	1.00	cm	
σ rottura bullone	f_{tb} =	80	kN/cm²	
σ rottura piastra	f_{tk} =	43	kN/cm²	
σ rottura trave	f_u =	43	kN/cm²	(S275)

Geometria del collegamento (Par. 4.2.8.1.1, Tab.4.2.XIII DM 14/01/2008)



	MIN	MAX	ADOTTATO	
	cm	cm	cm	
e1	1.8	8	3	**OK**
e2	1.8	8	3	**OK**
p1	3.3	14	4	**OK**
p1,0	-	14	-	**NO**
p1,i	-	20	-	**NO**
p2	3.6	14	4	**OK**

L'unione è stata dimensionata rispettando i rapporti geometrici minimi.

Resistenza di calcolo a taglio dei bulloni

$F_{v,Rd}$ =	$0,6*f_{tb}*Ares/\gamma_{M2}$ =	43.43	kN
	$V_{Ed,i}/F_{v,Rd}$ =	3%	**OK**

Resistenza a rifollamento del piatto

α =	MIN($e_1/(3*d_0)$;ftb/ftk;1)=	0.67	---
k =	MIN(2,8*e_2/d_0-1,7;2,5)=	2.50	---
$F_{b,Rd}$ =	$k*\alpha*f_{tk}*d*t/\gamma_{M2}$ =	80.27	kN
	Fv,Ed*nv/$Fb_{,Rd}$ =	2%	**OK**

Resistenza a trazione degli elementi di connessione

$F_{t,Rd}$ =	$0,9*f_{tb}*Ares/\gamma_{M2}$ =	65.14	kN
	$N_{Ed,i}/F_{t,Rd}$ =	61%	**OK**

Resistenza a trazione del piatto di collegamento

$Nu_{,Rd}$ =	$0,9*f_{tk}*Anet/\gamma_{M2}$ =	160.99	kN
	$N_{Ed,i}/Nu_{,Rd}$ =	25%	**OK**

Resistenza a punzonamento del piatto

$B_{p,Rd}$ =	$0,6*\pi*d*t*f_{tk}/\gamma_{M2}$ =	90.78	kN
	$N_{Ed,i}/B_{p,Rd}$ =	44%	**OK**

Verifica combinata

Resistenza complessiva a taglio	MIN(Fv,Rd; Fb,Rd) =	43.43	kN
Resistenza complessiva a trazione	MIN(Bp,Rd; Ft,Rd) =	65.14	kN

$$\frac{Fv,Ed}{Fv,Rd} + \frac{Ft,Ed}{1,4*Ft,Rd} \leq 1$$

$$0.03 + 0.44 \leq 1 \quad \textbf{OK}$$

3.3. UNIONE BULLONATA CONTROVENTI DI PIANO

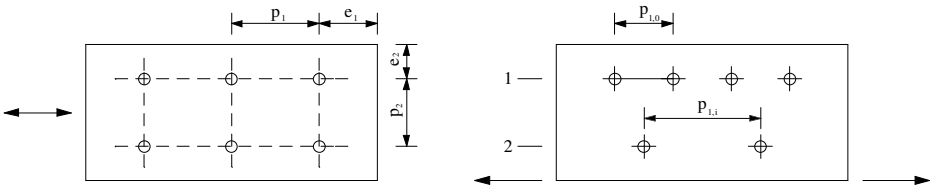
UNIONE BULLONATA
Soggetta a taglio (in condizioni ULTIME) rif.mod 1410015 r4

Numero file		2	
Numero bulloni per fila		1	
Sforzo assiale (taglio per i bulloni)	N_{Ed} =	17.00	kN
Taglio	V_{Ed} =	5.00	kN
Momento flettente	M_{Ed} =	0.00	kNcm
Braccio	b=	5.00	cm
Piani di contatto	n_V =	1	---
Sforzo di taglio (sul singolo bullone	$Fv_{,Ed}$ = $V_{Ed}/(n_V*n)$ =	11.00	kN
Sforzo di trazione (per fila di tassel	$F_{t,Ed}$ = (M/b)/n° =	0.00	kN

Dimensionamento e verifica della sezione
Si utilizzanobulloni **M14 Classe 8.8** come indicato nelle tavole di progetto capaci di resistere agli sforzi determinati.

Coeff. Sicurezza	γ_{M2} =	1.25	---	
Diametro bullone	d =	1.4	cm	
Diametro foro	d_0 =	1.5	cm	
Area resistente bullone	Ares =	1.13	cm²	
Spessore piastra	t =	1.00	cm	
Larghezza piastra in dir trazione		8.00	cm	
Area netta piastra	Anet =	5.20	cm²	
Spessore anima/ala trave	s =	1.00	cm	
σ rottura bullone	f_{tb} =	80	kN/cm²	
σ rottura piastra	f_{tk} =	43	kN/cm²	
σ rottura trave	f_u =	43	kN/cm²	(S275)

Geometria del collegamento (Par. 4.2.8.1.1, Tab.4.2.XIII DM 14/01/2008)



	MIN	MAX	ADOTTATO	
	cm	cm	cm	
e1	1.8	8	3	**OK**
e2	1.8	8	3	**OK**
p1	3.3	14	4	**OK**
p1,0	-	14	-	**NO**
p1,i	-	20	-	**NO**
p2	3.6	14	4	**OK**

L'unione è stata dimensionata rispettando i rapporti geometrici minimi.

Resistenza di calcolo a taglio dei bulloni

$F_{v,Rd}$ =	$0,6*f_{tb}*Ares/\gamma_{M2}$ =	43.43	kN
	$V_{Ed,i}/F_{v,Rd}$ =	25%	**OK**

Resistenza a rifollamento del piatto

α =	MIN($e_1/(3*d_0)$;ftb/ftk;1)=	0.67	---
k =	MIN(2,8*e_2/d_0-1,7;2,5)=	2.50	---
$F_{b,Rd}$ =	$k*\alpha*f_{tk}*d*t/\gamma_{M2}$ =	80.27	kN
	Fv,Ed*nv/$Fb_{,Rd}$ =	14%	**OK**

Resistenza a trazione degli elementi di connessione

$F_{t,Rd}$ =	$0,9*f_{tb}*Ares/\gamma_{M2}$ =	65.14	kN
	$N_{Ed,i}/F_{t,Rd}$ =	0%	**OK**

Resistenza a trazione del piatto di collegamento

$Nu_{,Rd}$ =	$0,9*f_{tk}*Anet/\gamma_{M2}$ =	160.99	kN
	$N_{Ed,i}/Nu_{,Rd}$ =	7%	**OK**

Resistenza a punzonamento del piatto

$B_{p,Rd}$ =	$0,6*\pi*d*t*f_{tk}/\gamma_{M2}$ =	90.78	kN
	$N_{Ed,i}/B_{p,Rd}$ =	0%	**OK**

Verifica combinata

Resistenza complessiva a taglio	MIN(Fv,Rd; Fb,Rd) =	43.43	kN
Resistenza complessiva a trazione	MIN(Bp,Rd; Ft,Rd) =	65.14	kN

$$\frac{Fv,Ed}{Fv,Rd} + \frac{Ft,Ed}{1,4*Ft,Rd} \leq 1$$

$$0.25 + 0.00 \leq 1 \quad \textbf{OK}$$

3.4. UNIONE BULLONATA COLONNA-TRAVE PRINCIPALE DI INTERPIANO

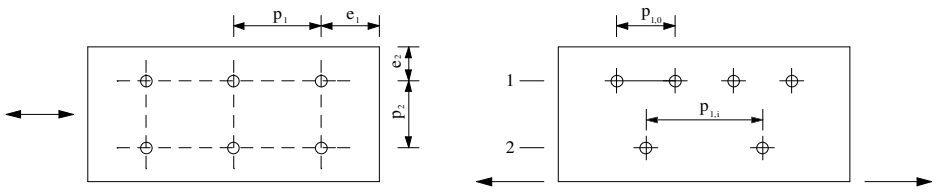
UNIONE BULLONATA
Soggetta a taglio e trazione (in condizioni ULTIME)

Numero file		2		
Numero bulloni per fila		2		
				rif.mod 1410015 r4
Taglio	V_{Ed} =	40.00	kN	
Sforzo assiale (trazione per i bulloni)	N_{Ed} =	80.00	kN	
Momento flettente	M_{Ed} =	675.00	kNcm	a favore di sicurezza
Braccio	b=	8.00	cm	
Piani di contatto	n_V =	1	---	
Sforzo di taglio (sul singolo bullone	$Fv_{,Ed} = V_{Ed}/(n_V*n)$ =	10.00	kN	
Sforzo di trazione (per fila di bullon	$F_{t,Ed}$ = (M/b)/n° =	62.19	kN	

Dimensionamento e verifica della sezione
Si utilizzano **bulloni M14** Classe 8.8 come indicato nelle tavole di progetto capaci di resistere agli sforzi determinati.

Coeff. Sicurezza	γ_{M2} =	1.25	---	
Diametro bullone	d =	1.4	cm	
Diametro foro	d_0 =	1.5	cm	
Area resistente bullone	Ares =	1.13	cm²	
Spessore piastra	t =	1.00	cm	
Larghezza piastra in dir trazione		16.00	cm	
Area netta piastra	Anet =	13.20	cm²	
Spessore anima/ala tra	s =	1.00	cm	
σ rottura bullone	f_{tb} =	80	kN/cm²	
σ rottura piastra	f_{tk} =	43	kN/cm²	
σ rottura trave	f_u =	43	kN/cm²	(S275)

Geometria del collegamento (Par. 4.2.8.1.1, Tab.4.2.XIII DM 14/01/2008)



	MIN	MAX	ADOTTATO	
	cm	cm	cm	
e1	1.8	8	2.5	**OK**
e2	1.8	8	2.5	**OK**
p1	3.3	14	10	**OK**
p1,0	-	14	-	**NO**
p1,i	-	20	-	**NO**
p2	3.6	14	10	**OK**

L'unione è stata dimensionata rispettando i rapporti geometrici minimi.

Resistenza di calcolo a taglio dei bulloni

$F_{v,Rd}$ =	$0,6*f_{tb}*Ares/\gamma_{M2}$ =	43.43	kN
	$V_{Ed,i}/F_{v,Rd}$ =	23%	**OK**

Resistenza a rifollamento del piatto

α =	MIN($e_1/(3*d_0)$;ftb/ftk;1)=	0.56	---
k =	MIN($2,8*e_2/d_0$-1,7;2,5)=	2.50	---
$F_{b,Rd}$ =	$k*\alpha*f_{tk}*d*t/\gamma_{M2}$ =	66.89	kN
	Fv,Ed*nv/$Fb_{,Rd}$ =	15%	**OK**

Resistenza a trazione degli elementi di connessione

$F_{t,Rd}$ =	$0,9*f_{tb}*Ares/\gamma_{M2}$ =	65.14	kN
	$N_{Ed,i}/F_{t,Rd}$ =	95%	**OK**

Resistenza a trazione del piatto di collegamento

$Nu_{,Rd}$ =	$0,9*f_{tk}*Anet/\gamma_{M2}$ =	408.67	kN
	$N_{Ed,i}/Nu_{,Rd}$ =	15%	**OK**

Resistenza a punzonamento del piatto

$B_{p,Rd}$ =	$0,6*\pi*d*t*f_{tk}/\gamma_{M2}$ =	90.78	kN
	$N_{Ed,i}/B_{p,Rd}$ =	69%	**OK**

Verifica combinata

Resistenza complessiva a taglio	MIN(Fv,Rd; Fb,Rd) =	43.43	kN
Resistenza complessiva a trazione	MIN(Bp,Rd; Ft,Rd) =	65.14	kN

$$\frac{Fv,Ed}{Fv,Rd} + \frac{Ft,Ed}{1,4*Ft,Rd} \leq 1$$

$$0.23 + 0.68 \leq 1 \quad \textbf{OK}$$

3.5. UNIONE BULLONATA TRAVE PRINCIPALE DI INTERPIANO-COSCIALE

UNIONE BULLONATA
Soggetta a taglio (in condizioni ULTIME)

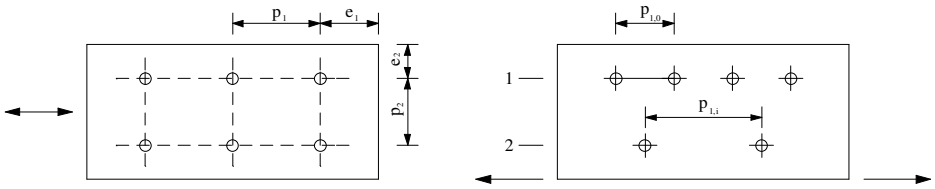
Numero file	2		
Numero bulloni per fila	1		
		rif.mod 1410015 r4	
Taglio	V_{Ed} =	53.85	kN
Momento flettente	M_{Ed} =	0.00	kNcm
Braccio	b=	8.00	cm
Piani di contatto	n_V =	1	---
Sforzo di taglio (sul singolo bullone	$Fv_{,Ed}$ = $V_{Ed}/(n_V{*}n)$ =	26.93	kN
Sforzo di trazione (per fila di tassel	$F_{t,Ed}$ = (M/b)/n° =	0.00	kN

Dimensionamento e verifica della sezione

Si utilizzano **bulloni M14** Classe 8.8 come indicato nelle tavole di progetto capaci di resistere agli sforzi determinati.

Coeff. Sicurezza	γ_{M2} =	1.25	---	
Diametro bullone	d =	1.4	cm	
Diametro foro	d_0 =	1.5	cm	
Area resistente bullone	Ares =	1.13	cm²	
Spessore piastra	t =	1.00	cm	
Larghezza piastra in dir trazione		10.00	cm	
Area netta piastra	Anet =	7.20	cm²	
Spessore anima/ala tra	s =	1.00	cm	
σ rottura bullone	f_{tb} =	80	kN/cm²	
σ rottura piastra	f_{tk} =	43	kN/cm²	
σ rottura trave	f_u =	43	kN/cm²	(S275)

Geometria del collegamento (Par. 4.2.8.1.1, Tab.4.2.XIII DM 14/01/2008)



	MIN	MAX	ADOTTATO	
	cm	cm	cm	
e1	1.8	8	3	**OK**
e2	1.8	8	3	**OK**
p1	3.3	14	4	**OK**
p1,0	-	14	-	**NO**
p1,i	-	20	-	**NO**
p2	3.6	14	4	**OK**

L'unione è stata dimensionata rispettando i rapporti geometrici minimi.

Resistenza di calcolo a taglio dei bulloni

$F_{v,Rd}$ =	$0,6*f_{tb}*Ares/\gamma_{M2}$ =	43.43	kN
	$V_{Ed,i}/F_{v,Rd}$ =	62%	**OK**

Resistenza a rifollamento del piatto

α =	MIN($e_1/(3*d_0)$;ftb/ftk;1)=	0.67	---
k =	MIN($2,8*e_2/d_0$-1,7;2,5)=	2.50	---
$F_{b,Rd}$ =	$k*\alpha*f_{tk}*d*t/\gamma_{M2}$ =	80.27	kN
	Fv,Ed*nv/$Fb_{,Rd}$ =	34%	**OK**

Resistenza a trazione del piatto di collegamento

$Nu_{,Rd}$ =	$0,9*f_{tk}*Anet/\gamma_{M2}$ =	222.91	kN
	$N_{Ed,i}/Nu_{,Rd}$ =	12%	**OK**

Verifica combinata

Resistenza complessiva a taglio	MIN(Fv,Rd; Fb,Rd) =	43.43	kN
Resistenza complessiva a trazione	MIN(Bp,Rd; Ft,Rd) =	65.14	kN

$$\frac{Fv,Ed}{Fv,Rd} + \frac{Ft,Ed}{1,4*Ft,Rd} \leq 1$$

0.62 + 0.00 ≤ 1 **OK**

3.6. UNIONE BULLONATA MONTANTI RAMPA SCALA

Soggetta a taglio e trazione (momento che genera trazione e compressione)

Numero file	2		
Numero bulloni per fila	2		
		- in condizioni ULTIME -	
Taglio	V_{Ed} =	3.00	kN
Momento flettente	M_{Ed} =	360.00	kNcm
Braccio	b=	6.00	cm
Piani di contatto	n_V =	2	---
Sforzo di taglio (sul singolo bullone	$Fv_{,Ed}$ = $V_{Ed}/(n_V*n)$ =	0.75	kN
Sforzo di trazione (per fila di tassel	$F_{t,Ed}$ = (M/b)/n° =	30.00	kN

Dimensionamento e verifica della sezione

Si utilizzano **bulloni M14 Classe 8.8** come indicato nelle tavole di progetto capaci di resistere agli sforzi determinati.

Coeff. Sicurezza	γ_{M2} =	1.25	---	
Diametro bullone	d =	1.4	cm	
Diametro foro	d_0 =	1.5	cm	
Area resistente bullone	Ares =	1.13	cm²	(area pari al diametro inferiore)
Spessore piastra	t =	0.50	cm	
Larghezza piastra in dir trazione		15.00	cm	
Area netta piastra	Anet =	6.10	cm²	
Sp. anima/ala trave	s =	0.50	cm	
σ rottura bullone	f_{tb} =	80	kN/cm²	
σ rottura piastra	f_{tk} =	43	kN/cm²	
σ rottura trave	f_u =	43	kN/cm²	(S275)

Geometria del collegamento (Par. 4.2.8.1.1, Tab.4.2.XIII DM 14/01/2008)

	MIN	MAX	ADOTTATO	
	cm	cm	cm	
e1	1.8	6	2.5	**OK**
e2	1.8	6	4	**OK**
p1	3.3	7	12	**NO**
p1,0	-	7	-	**NO**
p1,i	-	14	-	**NO**
p2	3.6	7	9	**NO**

L'unione è stata dimensionata rispetta i rapporti geometrici minimi.

Resistenza di calcolo a taglio dei bulloni

$F_{v,Rd}$ = $0,6*f_{tb}*Ares/\gamma_{M2}$ = 43.43 kN

$V_{Ed,i}/F_{v,Rd}$ = 36% **OK**

Resistenza a rifollamento del piatto

α = MIN(e_1/(3*d_0);ftb/ftk;1)= 0.56 ---
k = MIN(2,8*e_2/d_0-1,7;2,5)= 2.50 ---

$F_{b,Rd}$ = k*α*f_{tk}*d*t/γ_{M2} = 33.44 kN

Fv,Ed*nv/$Fb_{,Rd}$ = 94% **OK**

Resistenza a rifollamento dell'anima/ala della trave

α = MIN(e_1/(3*d_0);ftb/fu;1)= 0.56 ---
k = MIN(2,8*e_2/d_0-1,7;2,5)= 2.50 ---

$F_{b,Rd}$ = k*α*f_u*d*t/γ_{M2} = 33.44 kN

Numero piani di contatto n_V = 1 ---

$F_{V,Ed}/F_{b,Rd}$ = 90% **OK**

Resistenza a trazione degli elementi di connessione

$F_{t,Rd}$ = 0,9*f_{tb}*Ares/γ_{M2} = 65.14 kN

$N_{Ed,i}/F_{t,Rd}$ = 46% **OK**

Resistenza a trazione del piatto di collegamento

$Nu_{,Rd}$ = 0,9*f_{tk}*Anet/γ_{M2} = 188.86 kN

$N_{Ed,i}/Nu_{,Rd}$ = 16% **OK**

Resistenza a punzonamento del piatto

$B_{p,Rd}$ = 0,6*π*d*t*f_{tk}/γ_{M2} = 45.39 kN

$N_{Ed,i}/B_{p,Rd}$ = 66% **OK**

Verifica combinata

Resistenza complessiva a taglio MIN(Fv,Rd; Fb,Rd) = 33.44 kN
Resistenza complessiva a trazione MIN(Bp,Rd; Ft,Rd) = 45.39 kN

$$\frac{Fv,Ed}{Fv,Rd} + \frac{Ft,Ed}{1,4*Ft,Rd} \leq 1$$

0.02 + 0.47 ≤ 1 **OK**

4. PARAPETTI

4.1 CORRIMANO

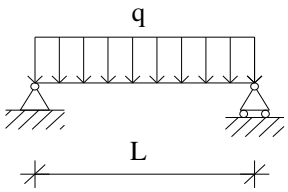
Tale elemento sarà realizzato assieme al parapetto e costituito di vari pezzi da assemblare in opera.

Analisi dei carichi

Carico accid. Orizzontale		a =	**2.00**	kN/m	**CAT C2**
Carico totale distribuito		q =	2.00	kN/m	
		γq=	1.50		
	Fd =	γq*q=	3.00	kN/m	

Caratteristiche della sezione e sollecitazioni (SLU)

Nel calcolo si considera un modello a trave appoggiata



Lunghezza di calcolo		L =	100.00	cm

Appoggio/mezzeria

Sforzo normale		N =	0.00	kN
Sforzo di taglio	= q*L/2	Ve =	1.50	kN
Momento flettente	= $q*L^2/8$	Me =	37.50	kNcm

Dimensionamento della sezione

Si utilizza un **profilo a sezione TONDA** **Ø48,3**

Peso proprio	pp =	**3.27**	kN/m
Diametro esterno	d =	4.83	cm
Spessore	t =	0.29	cm
Area	A =	4.14	cm²
Momento d'inerzia	Jy =	10.70	cm^4
Modulo di resistenza elastico	Wel,y =	4.43	cm³
Modulo di resistenza plastico	Wpl,y =	5.98	cm³
Raggio d'inerzia	i =	1.61	cm

Acciaio **S275**

Tensione di snervamento	fyk=	27.50	kN/cm²
Tensione di rottura	ft =	36.00	kN/cm²
Modulo elastico	E =	21000.00	kN/cm²
Modulo di elasticità trasversale	G =	8076.92	kN/cm²

Classificazione delle sezioni

ε = √(235/fyk) ε = 0.9

- sezione inflessa e/o compressa: coeff. = 50

$d/t \leq 50\varepsilon^2$ d = 4.83
t = 0.29 d/t = 16.66 ≤ 42.73

Si utilizza un **profilo** classe = **1**

♦ Verifiche di resistenza

Verifica a flessione della sezione

Fattore di combinazione relativo al modello
di resistenza adottato γ_{M0} = 1.05

Momento flettente in mezzeria Mrd = fyk*W/γ_{M0} = 156.62 kNcm

Med/Mrd = 24% **OK**

Verifica a taglio della sezione

Per sezioni circolari cave e tubi di spessore uniforme:

Area resistente a taglio Av = 2*A/π = 2.64 cm²

Taglio in appoggio Vrd =Av*fyk/(√3*γ_{M0}) = 39.85 kN

Ved/Vrd = 4% **OK**

♦ Verifica di deformabilità ***(mezzeria)***

Freccia massima f = d_2

d_2 = 0.116 < 0.50 cm
L/d_2 = 862.85 > 200 **OK**

4.2 MONTANTE SU SCALA

Tale elemento sarà realizzato assieme al parapetto e costituito di vari pezzi da assemblare in opera, e sarà utilizzato sia nelle rampe che nei pianerottoli e nei ballatoi.

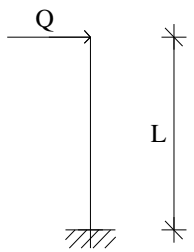
Analisi dei carichi

Ceofficiente di combinazione	γq=	1.50	
Carico acc. orizz. concentrato da corrimano	γq*a*i =	3.00	kN
Carico totale concentrato di calcolo	γq*Q =	3.00	kN

Nota: il carico da corrimano si adotta già amplificato dai coefficienti di combinazione

Caratteristiche della sezione e sollecitazioni (SLU)

Nel calcolo si considera un modello a mensola



Lunghezza di calcolo	L =	120.00	cm
Interasse massimo	i =	100.00	cm

Incastro

Sforzo normale		Ns =	0.00	kN
Sforzo di taglio	= Q	Vs =	3.00	kN
Momento flettente	= Q*L	Ms=	360.00	kNcm

Dimensionamento della sezione

Si utilizza un **profilo singolo a sezione QUADRA**

profilo	1x	**60x5**		
Altezza		6.00	cm	
Larghezza		6.00	cm	
Spessore ala	tf =	0.50	cm	
Spessore anima	tw =	0.50	cm	
Raggio di raccordo	r =	1.00	cm	
Area	A =	10.40	cm²	
Momento d'inerzia	J =	50.50	cm^4	
Modulo di resistenza el	Wel =	16.80	cm³	
Modulo di resistenza pl	Wpl =	20.90	cm³	
	fyk=	27.50	kN/cm²	**S275**

Classificazione delle sezioni

$\varepsilon = \sqrt{(235/fyk)}$ $\varepsilon =$ 0.92

- piattabande esterne soggette a compressione: cpe. = 9

c/t ≤ cpeε	c =	1.75					
	t =	0.50	c/t =	3.50	<	8.32	**OK**

- parti interne soggette a compressione: cpi. = 72

c/t ≤ cpiε	c=	3.00					
	t=	0.50	c/t =	6.00	<	66.56	**OK**

Si utilizza un **profilo** classe = **1**

♦ Verifiche di resistenza

Verifica a flessione della sezione ***(incastro)***

Fattore parziale globale relativo al modello di resistenza adottato γ_{M0} = 1.05

Momento flettente ***(base)*** Mrd = fyk*Wel/γ_{M0} = 440 > Med kNcm

Med/Mrd = 82% **OK**

Verifica a taglio della sezione

Per sezioni circolari cave e tubi di spessore uniforme:

Area resistente a taglio Av = 2*A/π = 6.62 cm²

Taglio in appoggio Vrd =Av*fyk/(√3*γ_{M0}) = 100.11 kN

Ved/Vrd = 3% **OK**

Verifica di deformabilità

Freccia massima f = d_2

d_2 =	1.09	<	1.2	
L/d_2 =	220.94	>	200	**OK**

5. VERIFICHE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI IN TERMINI DI CONTENIMENTO DEL DANNO AGLI ELEMENTI NON STRUTTURALI

5.1 STATO LIMITE DI DANNO (par. 7.3.7.2) - SLD -

Gli spostamenti allo SLD sono stati determinati tramite analisi sismica con spettro SLD. Si è proceduto al calcolo degli spostamenti per il modello nel piano x-y del sistema di riferimento principale allegato alla presente relazione. Dai risultati degli spostamenti derivanti dal modello spaziale adottato si determina lo spostamento massimo Dr di interpiano valutato in sommità.

In relazione alla presenza di azione sismica di progetto relativa allo SLD
per
b) per tamponamenti progettati in modo da non subire danni a seguito di spostamenti di interpiano drp , per effetto della loro deformabilità intrinseca ovvero dei collegamenti alla struttura

Spostamento massimo di interpiano
Indicati con H i suddetti interpiani. H= 375 cm

ultimo piano della costruzione

rif.mod 1410015 r4

Si verifica che Dr = **0.88** < 0,01*H= **3.75** cm

5.2 STATO LIMITE DI IMMEDIATA OPERATIVITA' (par. 7.3.7.2) - SLO -

Per le costruzioni ricadenti in classe d'uso III e IV si deve verificare che l'azione sismica di progetto non produca danni agli elementi costruttivi senza funzione strutturale tali da rendere temporaneamente non operativa la costruzione.

Nel caso in oggetto, tuttavia, non si ha la presenza di elementi senza funzione strutturale; si ritiene dunque che tale verifica sia superflua.

6. DISTANZA TRA COSTRUZIONI CONTIGUE (par. 7.2.2 DM 14/01/2008)

Come stabilito al par. 7.2.2 del DM 14/01/2008, la distanza fra costruzioni contigue "deve essere tale da evitare fenomeni di martellamento e comunque non può essere inferiore alla somma degli spostamenti massimi determinati per lo SLV, calcolati per ciascuna costruzione"

La scala in oggetto verrà realizzata in un contesto già edificato, inserendosi all'interno di un cavedio esistente ed in prossimità delle facciate del complesso universitario.

Le nuove opere sono state dunque progettate come completamente autonome dai manufatti esistenti e sono inoltre stati previsti opportuni giunti strutturali in considerazione delle valutazioni sottoriportate.

La distanza tra due punti che si fronteggiano non deve essere inferiore a:

Dmin=H/100*ag*S/(0,5*g)

PGA		**ag SLV=**	0.096	g
Categoria suolo			**C**	
Coeff. Topografico	S =	Ss*St =	1.50	
H(dal piano di fondazione)=			8.40	m
Dmin=			**2.43**	cm

alla quota di sbarco al secondo piano

SPOSTAMENTO MASSIMO SCALA DETERMINATO ANALITICAMENTE PER LO SLV:

max spostamento di progetto	d =	**1.81**	cm	
fattore di struttura	q =	**2**	-	
max spostamento normalizzato	D_{SLV} =	**3.61**	cm	1

SPOSTAMENTO MASSIMO EDIFICI ESISTENTI (SLV):

Spostamento massimo di una costruzione non isolata	**D = H/100*ag*S/(0,5*g) =**	**2.43**	cm	2

Sommando i contributi in termini di spostamento massimo per la scala e per l'edificio esistente, si ottiene uno spostamento complessivo pari a:

1+2= **6.04** cm

si assume giunto sismico pari a **10** cm

da cui si ricava che:

Dprogetto non inferiore a: 10 cm > Dmin

Per tutte le strutture in oggetto sono stati adottati **giunti strutturali di larghezza pari a 10÷15 cm** (vedasi elaborati grafici), realizzati per mezzo di appositi elementi strutturali, per i particolari dei quali si rimanda agli elaborati grafici allegati.

Si prevede inoltre la demolizione di elementi architettonici quali cornicioni, fasce marcapiano ecc., che dovessero impedire di ottenere l'idonea larghezza dei giunti strutturali alle varie quote. Si precisa comunque che tali interventi di demolizione riguarderanno elementi secondari non direttamente a vista.

La verifica è pertanto soddisfatta e tale assunzione consente di verificare le strutture in elevazione della scala come indipendente dagli edifici esistenti, come rappresentato in relazione.

INTERVENTO 1A - Scala esterna

A - ANALISI DEI CARICHI

1. COMBINAZIONI DI CARICO

La verifica sismica allo stato limite ultimo (SLU) o di danno (SLD) viene effettuata per la seguente combinazione degli effetti dell'azione sismica con le altre azioni

(combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica "E")

$E+G1+G2+P+y21*Q_{k1+}y22*Qk2$

Dove:

G1 peso proprio di tutti gli elementi strutturali
G2 peso proprio di tutti gli elementi non strutturali
P valore caratteristico dell'azione di precompressione

y_2 coefficiente di combinazione che fornisce:
y_{21} valori dei coefficienti di combinazione per i carichi variabili
y_{22} valori dei coefficienti di combinazione per i carichi variabili
E azione sismica per lo stato limite in esame derivante dai terremoti

SLU Stato Limite Ultimo
SLD Stato Limite di Danno

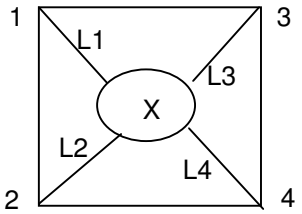
2. AZIONE SISMICA

tipo di costruzione 2 - NTC 2008 par.2.4.1

Vita nominale Vn = **50** anni
Classe d'uso da 1-4 **3** → Coefficiente d'uso Cu = 1,50
Periodo di riferimento Vr = Vn * Cu = 75 anni
Determinazione della forma spettrale
Probabilità di superamento SLO Pvr = 81%
SLD Pvr = 63%
SLV Pvr = 10%
SLC Pvr = 5%

Vertice	ID	Long.	Lat.	ag (Tr50)	Fo (Tr50)	T*c (Tr50)
1	12.742	11,853	45,424	0,377	2,56	0,25
2	12.964	11,855	45,374	0,361	2,53	0,25
3	12.743	11,925	45,425	0,369	2,55	0,25
4	12.965	11,926	45,375	0,354	2,52	0,24
	ag (Tr475)	Fo (Tr475)	T*c (Tr475)	ag (Tr975)	Fo (Tr975)	T*c (Tr975)
1	0,887	2,60	0,33	1,150	2,55	0,35
2	0,773	2,67	0,34	0,977	2,70	0,35
3	0,849	2,62	0,34	1,109	2,57	0,35
4	0,742	2,68	0,34	0,940	2,69	0,36
				Tr =	**50**	
X	**X**	**11,8887**	**45,4095**	**0,037**	**2,54**	**0,25**
	Tr =	**475**		**Tr =**	**975**	
	0,084	**2,64**	**0,34**	**0,108**	**2,62**	**0,35**

L1 =	4287	m
L2 =	5451	m
L3 =	4392	m
L4 =	5658	m



Determinazione del periodo di ritorno

	SLO	SLD	SLV	SLC
Trx = -Vr/ln(1-Pvr) =	**45**	**75**	**712**	**1462**
ag/g (TrX) =	**0,036**	**0,043**	**0,096**	**0,123**
Fo (TrX) =	**2,536**	**2,533**	**2,628**	**2,617**
T*c (TrX) =	**0,240**	**0,280**	**0,346**	**0,358**

Categoria suolo	Ss				
	Formula	**SLO**	**SLD**	**SLV**	**SLC**
A		1,00	1,00	1,00	1,00
B	1,00 <=1,4-0,4*Fo*(ag/g) <=1,20	1,20	1,20	1,20	1,20
C	1,00<=1,7-0,6*Fo*(ag/g) <=1,50	1,50	1,50	1,50	1,50
D	0,90<=2,4-1,5*Fo*(ag/g) <=1,80	1,80	1,80	1,80	1,80
E	1,00<=2-1,10*Fo*(ag/g) <=1,60	1,60	1,60	1,60	1,60
Categoria suolo	Cc				
		SLO	**SLD**	**SLV**	**SLC**
A		1,00	1,00	1,00	1,00
B	1,10*(T*c)^-0,20 =	1,46	1,42	1,36	1,35
C	1,05*(T*c)^-0,33 =	1,69	1,60	1,49	1,48
D	1,25*(T*c)^-0,50 =	2,55	2,36	2,13	2,09
E	1,15*(T*c)^-0,40 =	2,04	1,91	1,76	1,73

CATEGORIA SUOLO C

		SLO	**SLD**	**SLV**	**SLC**	
	Ss =	1,50	1,50	1,50	1,50	
	St =	1,00	1,00	1,00	1,00	
S =	Ss*St =	1,50	1,50	1,50	1,50	
	Cc =	1,69	1,60	1,49	1,48	
Tb =	Tc/3 =	0,135	0,150	0,172	0,176	sec
Tc =	Cc*T*c =	0,405	0,449	0,516	0,529	sec
Td = 4*ag/g+1,60 =		1,744	1,773	1,985	2,091	sec
	η =	1,00	1,00	0,31	0,31	

fattore di struttura — q = qokr = **3,2** — η =1/q = 0,313

kr= 0,80 — (edifici irregolari in altezza)

qo= Nlato*α_u/α_1 = 4,00 — (strutture a telaio) — α_u/α_1 = 1,20

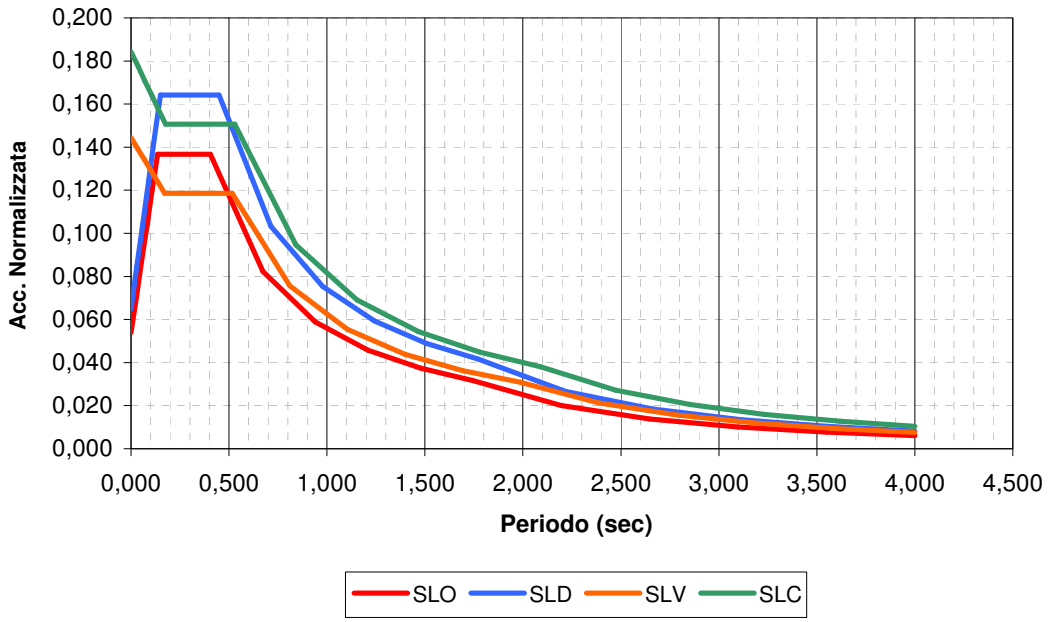
0<=T<Tb	Se(T) =	ag*S*h*Fo*(T/Tb+1/(h*Fo)*(1-T/Tb)) =
Tb<=T<Tc	Se(T) =	ag*S*h*Fo =
Tc<=T<Td	Se(T) =	ag*S*h*Fo*(Tc/T) =
Td<=T	Se(T) =	ag*S*h*Fo*(Tc*Td/T^2) =

DATI SPETTRO SLO DATI SPETTRO SLD DATI SPETTRO SLV DATI SPETTRO SLC

accelerazione normalizzata [g]

Periodo	Acceler.	Periodo	Acceler.	Periodo	Acceler.	Periodo	Acceler.
0,000	0,054	0,000	0,065	0,000	0,144	0,000	0,184
0,027	0,070	0,030	0,085	0,034	0,139	0,035	0,177
0,054	0,087	0,060	0,105	0,069	0,134	0,071	0,171
0,081	0,104	0,090	0,124	0,103	0,129	0,106	0,164
0,108	0,120	0,120	0,144	0,138	0,124	0,141	0,157
0,135	**0,137**	**0,150**	**0,164**	**0,172**	**0,119**	**0,176**	**0,151**
0,405	**0,137**	**0,449**	**0,164**	**0,516**	**0,119**	**0,529**	**0,151**
0,672	0,082	0,714	0,103	0,810	0,076	0,841	0,095
0,940	0,059	0,978	0,075	1,104	0,055	1,154	0,069
1,208	0,046	1,243	0,059	1,398	0,044	1,466	0,054
1,476	0,037	1,508	0,049	1,691	0,036	1,779	0,045
1,744	**0,032**	**1,773**	**0,042**	**1,985**	**0,031**	**2,091**	**0,038**
2,195	0,020	2,218	0,027	2,388	0,021	2,473	0,027
2,646	0,014	2,664	0,018	2,791	0,016	2,855	0,020
3,098	0,010	3,109	0,014	3,194	0,012	3,236	0,016
3,549	0,008	3,555	0,010	3,597	0,009	3,618	0,013
4,000	0,006	4,000	0,008	4,000	0,008	4,000	0,010

SPETTRO SLO - SLD - SLV - SLC



Caratteristiche di regolarità

Per la struttura viene eseguita un'analisi dinamica modale su un modello tridimensionale, i dati della struttura ed i risultati sono riportati in allegato.

Effetti torsionali

Questi effetti sono valutati applicando il metodo della traslazione del centro di massa relativo ai singoli piani del 5% rispetto alla dimensione massima di ingresso del sisma.

3. CARICHI DA VENTO

Per l'**INTERVENTO 1 A- scala esterna** è stato considerato il contributo dato dall'azione del vento, in considerazione del fatto che la scala viene rivestita con tamponamento chiuso.

Espressione della pressione del vento p = qb*ce*cp*cd

Zona	Veneto	= 1	Velocità di riferimento:	
Altitudine	25 m	< 1000 m	vb =	25 m/s

Pressione cinetica di riferimento qb = vb*²ρ/2 = 390,625 N/m²

Classe di rugosità del terreno	A	
Distanza dalla costa	40 km	> 30 km
Altitudine	25 m	< 500 m
Categoria di esposizione del sito	V	

Altezza fabbricato z = 13 m

kr = 0,23 zo = 0,7 zmin = 12,00 < z

Coefficiente topografico	ct =	1,00	
Coefficiente di esposizione	ce =	1,53	
Coefficiente di forma	cp =	1,20	Edificio a pianta rettangolare (CIRC.617/2009 par.C.3.3.10)
Coefficiente dinamico	cd =	1,00	

Pressione del vento	**max**	**p =**	**0,72 kN/m²**
Pressione del vento	**min**	**p =**	**0,69 kN/m²**

4. CARICHI DA NEVE

Espressione del carico da neve qs = μi*qsk*Ce*Ct

Carico neve al suolo

Zona	Padova	= 2		
Altitudine	25 m	< 200 m	qsk =	1,00 kN/m²

Coefficiente di esposizione Topografia	Ce =	1,00
Coefficiente termico	Ct =	1,00

Coefficiente di forma per coperture

Copertura piana con angolo α minore di 30°	μ1 =	**0,8**

Carico da neve	**max**	**qs =**	**0,80 kN/m²**

5. CARICHI VERTICALI SU SCALA

Carichi scala

Carichi superficiali

Peso proprio elementi in acciaio	PP=	2,50	kN/m²	
Carico permanete (pianerottoli, gradini)	G=	0,55	kN/m²	
Carico accidentale	Q=	4,00	kN/m²	(cat. C2 - ballatoi e scale comuni - NTC08 tab.3.1.II)
	tot=	7,05	kN/m²	

Carichi lineari

Carico perm. da tamponamento	Gtamp=	0,50	kN/m
Carico perm. da sotto-strutture supporto tamp.	Gtamp=	0,25	kN/m
	tot=	0,75	kN/m

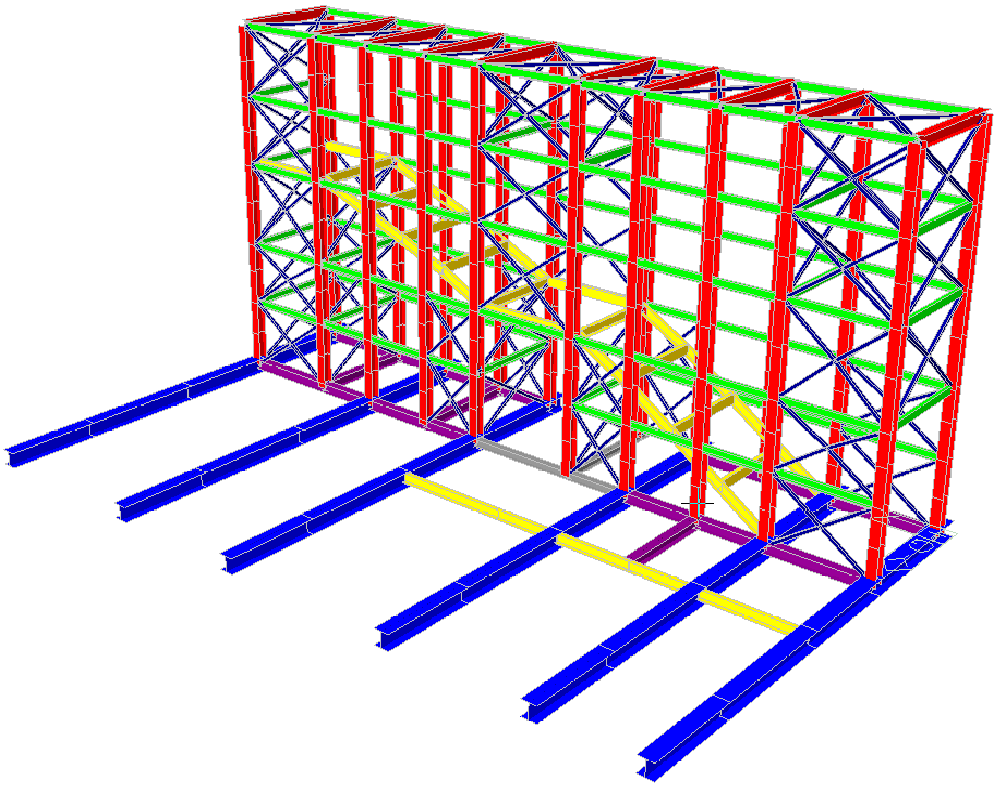
Nota:
Tali valori potrebbero subire lievi variazioni in fase di esecuzione dei lavori; in caso di sostanziali variazioni dei carichi l'esecuzione delle opere è vincolata alla preventiva comunicazione e approvazione della D.LL.

B - VERIFICHE

Tale struttura viene realizzata al fine di consentire l'evacuazione delle persone dall'aula a gradoni a piano primo, identificata come aula "R", e dagli uffici del piano mezzanino presenti al di sotto dell'aula stessa, verso la terrazza a copertura piana presente all'esterno, dove viene predisposto un percorso di esodo in carpenteria metallica.

1. VERIFICHE DELLE STRUTTURE IN ELEVAZIONE

Le strutture principali, verticali ed orizzontali, della scala sono realizzate mediante colonne e travi in acciaio del tipo HEB; i cosciali sono realizzati in profili UPN mentre i controventi sono realizzati con profili tipo UPN ed in profili quadri. Si viene quindi a formare un telaio che ha la doppia funzione di fissaggio delle rampe della scala vera e propria e di supporto per gli elementi di rivestimento previsti dal progetto architettonico.



Modello agli elementi finiti (rif. Mod. 1410067 r28 - INTERVENTO 1A)

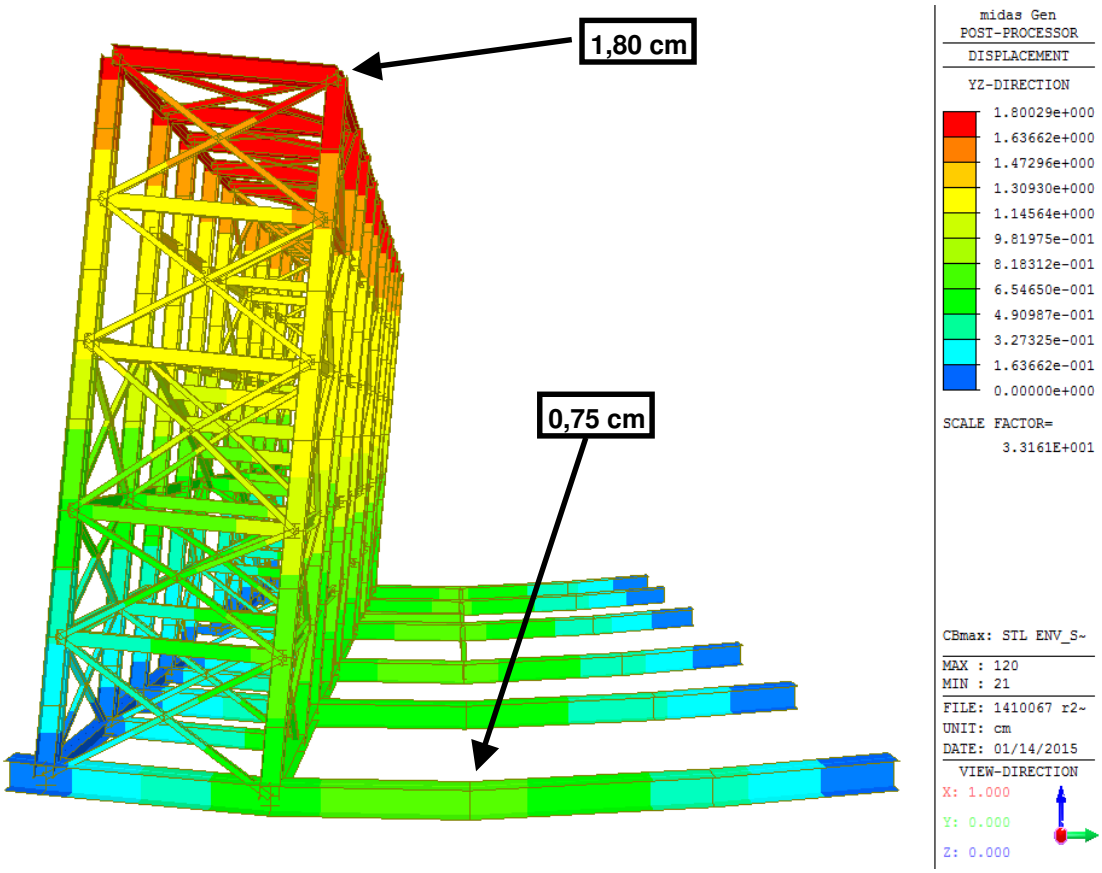
La struttura risulta fissata alle travi principali orizzantali, in blu nella figura soprastante, che vengono posate in semplice appoggio in corrispondenza dei muri portanti del fabbricato sottostante.

Questa particolare conformazione strutturale determina l'accentuarsi delle deformazioni degli elementi costituenti il telaio, specificatamente in **condizioni di esercizio**.

E' stata quindi calcolata, a partire dalla modellazione globale, la freccia teorica dovuta ai pesi propri ed ai carichi permanenti escludendo la quota parte di carichi accidentali dalle combinazioni in Stato Limite di Esercizio.

I valori di spostamento così ricavati sono riportati nell'immagine seguente.

rif. Mod. 1410067 r29



Travi principali orizzontali Deformazione in mezzeria	=	**0,75**	cm
Telaio scala di esodo Deformazione in sommità	=	**1,80**	cm

Al fine di limitare questo effetto deformativo, si prescrive quindi la regolazione dell'incastro alla base dei montanti in modo da assicurare la verticalità del telaio in acciaio e contrastare la deformazione dovuta a pesi propri e carichi permanenti applicati alle strutture.

E' stato inolte considerato un maggiore limite deformativo, pari a L/150 (Tab.4.2.XI del DM 14/01/2008), per i montanti che non sostengono la scala vera e propria ma fungono soltanto da sostegno per il rivestimento esterno.

Le verifiche degli elementi in **condizioni di esercizio**, nell'abito della modellazione globale, tengono conto di queste assunzioni escludendo dalle calcolazioni la quota parte di carichi permanenti e valutando quindi la deformabilità della struttura sui soli carichi accidentali presenti.

Le verifiche in condizioni ultime, in termini quindi di resistenza, risultano inoltre ampiamente verificate.

Si rimanda quindi ai risultati delle elaborazioni svolte con modelli agli elementi finiti (rif. Mod. 1410067 r28 - INTERVENTO 1A).

Le verifiche sono soddisfatte e sono riportate in allegato alla presente.

2. VALUTAZIONI SULLO STATO DI FATTO

Non essendo disponibili, alla data di stesura della presente relazione, **i risultati di una campagna di indagini sui manufatti esistenti**, è stata adottata la soluzione di ancorare il telaio costituente la scala e le sottostrutture formanti il nuovo piano di calpestio a quota copertura, su un insieme di putrelle appoggiate in corrispondenza delle murature portanti dell'edificio esistente, su luci che si attestano sui 7÷7,30 metri (vedasi elaborati grafici allegati).

Un'ulteriore considerazione deve essere fatta circa la collocazione delle nuove strutture sulla copertura di un edificio esistente, al quale risultano sostanzialmente ancorate. Ai fini della valutazione degli effetti dell'azione sismica, è stato analizzato il comportamento delle due strutture in termini di periodi propri di vibrazione; in particolare:

Manufatto esistente - stima del periodo del modo principale di vibrazione

Edificio adibito a laboratori, dimensioni in pianta 30*8 m, monopiano, altezza dal piano di fondazione pari a circa 5,50 m

se h<40 m, T1 può essere stimato utilizzando la formula seguente:

$T1=C1*H^{(3/4)}$

C1 =	0,05	muratura
H =	5,5	m
T1 =	0,18	sec

Nuova scala a telaio in acciaio - periodo del modo principale di vibrazione (ricavato da modello agli elementi finiti)

Node	Mode	UX	UY	UZ	RX
			EIGENVALUE ANALYSIS		
	Mode No	Frequency (rad/sec)	Frequency (cycle/sec)	Period (sec)	Tolerance
	1	19.6316	3.1245	0.3201	0.0000e+000
	2	26.5053	4.2184	0.2371	0.0000e+000
	3	34.9396	5.5608	0.1798	0.0000e+000
	4	43.6539	6.9477	0.1439	0.0000e+000
	5	49.2742	7.8422	0.1275	0.0000e+000
	6	53.8499	8.5705	0.1167	0.0000e+000
	7	69.3250	11.0334	0.0906	0.0000e+000
	8	81.0050	12.8924	0.0776	0.0000e+000
	9	87.8080	13.9751	0.0716	0.0000e+000
	10	93.1018	14.8176	0.0675	0.0000e+000
	11	102.6025	16.3297	0.0612	0.0000e+000
	12	104.6001	16.6476	0.0601	0.0000e+000
	13	105.8831	16.8518	0.0593	0.0000e+000
	14	107.2068	17.0625	0.0586	0.0000e+000
	15	108.5027	17.2687	0.0579	0.0000e+000
	16	117.4254	18.6888	0.0535	0.0000e+000
	17	121.2411	19.2961	0.0518	0.0000e+000
	18	123.0844	19.5895	0.0510	0.0000e+000
	19	128.7489	20.4910	0.0488	0.0000e+000
	20	136.9812	21.8012	0.0459	0.0000e+000

Il fabbricato esistente in muratura risulta dunque essere molto più rigido della nuova scala in acciaio; vista inoltre la sua ridotta altezza dal piano di fondazione e la probabile presenza in copertura di un solaio rigido in travetti in c.a., si assume in via cautelativa che l'azione sismica di progetto venga trasmessa rigidamente, e quindi in modo sostanzialmente inalterato, dal fabbricato in muratura alla scala in acciaio.

Si esegue inoltre una stima della capacità portante della muratura esistente, ipotizzando che i paramenti siano realizzati in mattoni pieni e malta di calce. Le putrelle metalliche verranno ancorate a batoli in c.a. o alloggiate in tasche ricavate nella muratura, in modo da formare un piano di diffusione dei carichi verso le pareti murarie sottostanti.

Muratura esistente

Tipologia muraria ipotizzata		Muratura in mattoni pieni e malta di calce (Tab.C8A.2.1 Circ.617/2009)		
Livello di conoscenza stimato		LC2		
Resistenza media a compressione	fm =	0,24	kN/cm²	(Tab.C8A.2.1 Circ.617/2009)
Fattore di confidenza	FC =	1,20		
Coeff. Parziale di sicurezza	γm =	3,00		
Resistenza di progetto a compressio	fd =	0,067	kN/cm²	

Azione derivante da struttura in acciaio (valore massimo ricavato da modello agli elementi finiti)

Azione assiale (in combinazione SLV)	Ned =	**75**	kN	rif. Mod. 1410067 r28	
Area d'influenza	A = 25*50 cm² =	1250	cm		
Azione di progetto	Ned' = Ned/A =	0,060	kN/cm²	<fd	OK

I medesimi basamenti d'appoggio vengono utilizzati anche negli altri Interventi, laddove sia necessario appoggiarsi sulle strutture esistenti.

Si prescrive in ogni caso il rafforzamento localizzato delle murature su cui vengono fatti gravare i nuovi elementi strutturali, per mezzo di iniezioni di miscele consolidanti o con la tecnica dello scuci-cuci.

3. UNIONI TRA GLI ELEMENTI METALLICI

3.1 UNIONE BULLONATA TRAVERSO PRINCIPALE SU COPERTURA-MONTANTE

Si esegue il dimensionamento dell'unione traverso principale-montante; si rimanda inoltre agli elaborati grafici allegati per la compiuta individuazione dei vari elementi.

Numero file	4		
Numero bulloni per fila	2	(bulloni che resistono a momento)	

(in condizioni ULTIME)		(rif. Mod. 1410067 r28 INTERVENTO 1A)	
Taglio	V_{Ed} =	31,00	kN
Momento flettente	M_{Ed} =	3178,05	kNcm
Braccio	bmax=	20,00	cm
	bmin=	9,00	cm
Piani di contatto	n_V =	1	---

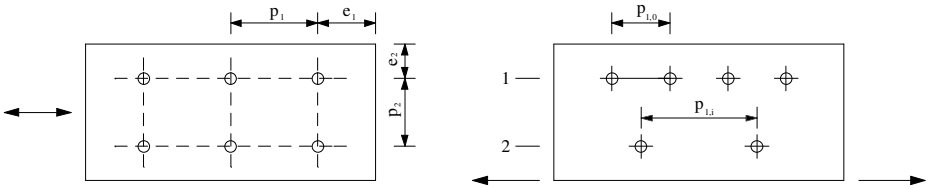
Sforzo di taglio (sul singolo bullone)	$Fv_{,Ed}$ =	$V_{Ed}/(n_V*n)$ =	3,88	kN
Sforzo di trazione (per fila di tasselli)	$F_{t,Ed}$ =	(M/b)/n° =	79,45	kN

Dimensionamento e verifica della sezione

Si utilizzano **bulloni M16** Classe 8.8 come indicato nelle tavole di progetto capaci di resistere agli sforzi determinati.

Coeff. Sicurezza	γ_{M2} =	1,25	---	
Diametro bullone	d =	1,6	cm	
Diametro foro	d_0 =	1,7	cm	
Area resistente bullone	Ares =	1,54	cm²	
Spessore piastra	t =	1,00	cm	
Larghezza piastra in dir trazione		24,00	cm	
Area netta piastra	Anet =	17,60	cm²	
Spessore anima/ala trave	s =	1,00	cm	
σ rottura bullone	f_{tb} =	80	kN/cm²	
σ rottura piastra	f_{tk} =	43	kN/cm²	
σ rottura trave	f_u =	43	kN/cm²	(S275)

Geometria del collegamento (Par. 4.2.8.1.1, Tab.4.2.XIII DM 14/01/2008)



	MIN	MAX	ADOTTATO	
	cm	cm	cm	
e1	2,04	8	3	**OK**
e2	2,04	8	3	**OK**
p1	3,74	14	4,5	**OK**
p1,0	-	14	-	**NO**
p1,i	-	20	-	**NO**
p2	4,08	14	9	**OK**

L'unione è stata dimensionata rispettando i rapporti geometrici minimi.

Resistenza di calcolo a taglio dei bulloni

$F_{v,Rd}$ =	$0,6*f_{tb}*Ares/\gamma_{M2}$ =	59,11	kN
	$V_{Ed,i}/F_{v,Rd}$ =	7%	**OK**

Resistenza a rifollamento del piatto

α =	$MIN(e_1/(3*d_0);ftb/ftk;1)$=	0,59	---
k =	$MIN(2,8*e_2/d_0-1,7;2,5)$=	2,50	---
$F_{b,Rd}$ =	$k*\alpha*f_{tk}*d*t/\gamma_{M2}$ =	80,94	kN
	$Fv,Ed*nv/Fb_{,Rd}$ =	5%	**OK**

Resistenza a trazione degli elementi di connessione

$F_{t,Rd}$ =	$0,9*f_{tb}*Ares/\gamma_{M2}$ =	88,67	kN
	$N_{Ed,i}/F_{t,Rd}$ =	90%	**OK**

Resistenza a trazione del piatto di collegamento

$Nu_{,Rd}$ =	$0,9*f_{tk}*Anet/\gamma_{M2}$ =	544,90	kN
	$N_{Ed,i}/Nu_{,Rd}$ =	15%	**OK**

Resistenza a punzonamento del piatto

$B_{p,Rd}$ =	$0,6*\pi*d*t*f_{tk}/\gamma_{M2}$ =	103,75	kN
	$N_{Ed,i}/B_{p,Rd}$ =	77%	**OK**

Verifica combinata

Resistenza complessiva a taglio	MIN(Fv,Rd; Fb,Rd) =	59,11	kN
Resistenza complessiva a trazione	MIN(Bp,Rd; Ft,Rd) =	88,67	kN

$$\frac{Fv,Ed}{Fv,Rd} + \frac{Ft,Ed}{1,4*Ft,Rd} \leq 1$$

$$>>>> \quad 0,07 + 0,64 \leq 1 \quad \textbf{OK}$$

3.2 UNIONE BULLONATA TRAVERSO SECONDARIO DI COLLEGAMENTO-MONTANTE

A) UNIONE BULLONATA TIPO

Si esegue il dimensionamento dell'unione traverso secondario-montante; si rimanda inoltre agli elaborati grafici allegati per la compiuta individuazione dei vari elementi.

Unione bullonata soggetta a taglio e trazione (momento che genera trazione e compressione)

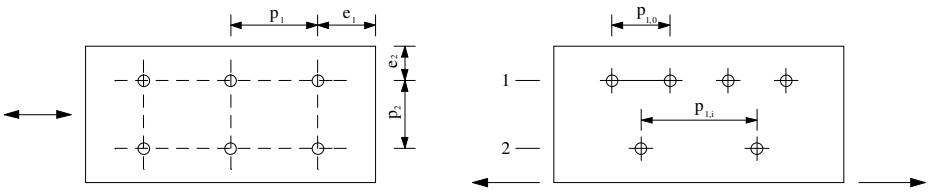
Numero file	2			
Numero bulloni per fila	4	(bulloni che resistono a momento)		
(in condizioni ULTIME)			(rif. Mod. 1410067 r28 INTERVENTO 1A)	
Taglio	V_{Ed} =		10,00	kN
Momento flettente	M_{Ed} =		879,00	kNcm
Braccio	bmax=		8,00	cm
	bmin=		20,00	cm
Piani di contatto	n_V =		1	---
Sforzo di taglio (sul singolo bullone)	$Fv_{,Ed}$ =	$V_{Ed}/(n_V*n)$ =	5,00	kN
Sforzo di trazione (per fila di tasselli)	$F_{t,Ed}$ =	(M/b)/n° =	27,47	kN

Dimensionamento e verifica della sezione

Si utilizzano **bulloni M12** Classe 8.8 come indicato nelle tavole di progetto capaci di resistere agli sforzi determinati.

Coeff. Sicurezza	γ_{M2} =	1,25	---	
Diametro bullone	d =	1,2	cm	
Diametro foro	d_0 =	1,3	cm	
Area resistente bullone	Ares =	0,79	cm²	
Spessore piastra	t =	1,00	cm	
Larghezza piastra in dir trazione		16,00	cm	
Area netta piastra	Anet =	11,20	cm²	
Spessore anima/ala trave	s =	1,00	cm	
σ rottura bullone	f_{tb} =	80	kN/cm²	
σ rottura piastra	f_{tk} =	43	kN/cm²	
σ rottura trave	f_u =	43	kN/cm²	(S275)

Geometria del collegamento (Par. 4.2.8.1.1, Tab.4.2.XIII DM 14/01/2008)



	MIN	MAX	ADOTTATO	
	cm	cm	cm	
e1	1,56	8	2	**OK**
e2	1,56	8	2	**OK**
p1	2,86	14	9	**OK**
p1,0	-	14	-	**NO**
p1,i	-	20	-	**NO**
p2	3,12	14	13	**OK**

L'unione è stata dimensionata rispettando i rapporti geometrici minimi.

Resistenza di calcolo a taglio dei bulloni

$F_{v,Rd}$ =	$0,6*f_{tb}*Ares/\gamma_{M2}$ =	30,16	kN
	$V_{Ed,i}/F_{v,Rd}$ =	17%	**OK**

Resistenza a rifollamento del piatto

α =	$MIN(e_1/(3*d_0);ftb/ftk;1)$=	0,51	---
k =	$MIN(2,8*e_2/d_0-1,7;2,5)$=	2,50	---
$F_{b,Rd}$ =	$k*\alpha*f_{tk}*d*t/\gamma_{M2}$ =	52,92	kN
	$Fv,Ed*nv/Fb_{,Rd}$ =	9%	**OK**

Resistenza a trazione degli elementi di connessione

$F_{t,Rd}$ =	$0,9*f_{tb}*Ares/\gamma_{M2}$ =	45,24	kN
	$N_{Ed,i}/F_{t,Rd}$ =	61%	**OK**

Resistenza a trazione del piatto di collegamento

$Nu_{,Rd}$ =	$0,9*f_{tk}*Anet/\gamma_{M2}$ =	346,75	kN
	$N_{Ed,i}/Nu_{,Rd}$ =	8%	**OK**

Resistenza a punzonamento del piatto

$B_{p,Rd}$ =	$0,6*\pi*d*t*f_{tk}/\gamma_{M2}$ =	77,81	kN
	$N_{Ed,i}/B_{p,Rd}$ =	35%	**OK**

Verifica combinata

Resistenza complessiva a taglio	MIN(Fv,Rd; Fb,Rd) =	30,16	kN
Resistenza complessiva a trazione	MIN(Bp,Rd; Ft,Rd) =	45,24	kN

$$\frac{Fv,Ed}{Fv,Rd} + \frac{Ft,Ed}{1,4*Ft,Rd} \leq 1$$

$$>>>> \quad 0,17 + 0,43 \leq 1 \quad \textbf{OK}$$

B) UNIONE BULLONATA FILO 9

NOTA: per l'unione a FILO 9 è stata adottata, per esigenze costruttive, uno schema differente di unione bullonata; la verifica è stata eseguita con gli stessi valori di sollecitazione utilizzati per l'unione principale, e risulta soddisfatta.

Unione bullonata soggetta a taglio e trazione (momento che genera trazione e compressione)

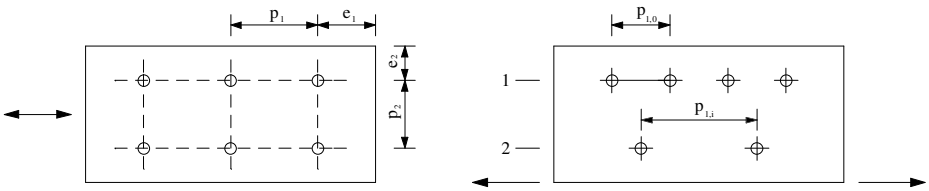
Numero file	2		
Numero bulloni per fila	2	(bulloni che resistono a momento)	
(in condizioni ULTIME)		(rif. Mod. 1410067 r28 INTERVENTO 1A)	
Taglio	V_{Ed} =	10,00	kN
Momento flettente	M_{Ed} =	879,00	kNcm
Braccio	bmin=	19,00	cm
	bmax=	20,00	cm
Piani di contatto	n_V =	1	---
Sforzo di taglio (sul singolo bullone)	$Fv_{,Ed}$ = $V_{Ed}/(n_V*n)$ =	5,00	kN
Sforzo di trazione (per fila di tasselli)	$F_{t,Ed}$ = (M/b)/n° =	23,13	kN

Dimensionamento e verifica della sezione

Si utilizzano **bulloni M12** Classe 8.8 come indicato nelle tavole di progetto capaci di resistere agli sforzi determinati.

Coeff. Sicurezza	γ_{M2} =	1,25	---	
Diametro bullone	d =	1,2	cm	
Diametro foro	d_0 =	1,3	cm	
Area resistente bullone	Ares =	0,79	cm²	
Spessore piastra	t =	1,00	cm	
Larghezza piastra in dir trazione		20,00	cm	
Area netta piastra	Anet =	17,60	cm²	
Spessore anima/ala trave	s =	1,00	cm	
σ rottura bullone	f_{tb} =	80	kN/cm²	
σ rottura piastra	f_{tk} =	43	kN/cm²	
σ rottura trave	f_u =	43	kN/cm²	(S275)

Geometria del collegamento (Par. 4.2.8.1.1, Tab.4.2.XIII DM 14/01/2008)



	MIN	MAX	ADOTTATO	
	cm	cm	cm	
e1	1,56	8	3	**OK**
e2	1,56	8	3	**OK**
p1	2,86	14	4,5	**OK**
p1,0	-	14	-	**NO**
p1,i	-	20	-	**NO**
p2	3,12	14	13	**OK**

L'unione è stata dimensionata rispettando i rapporti geometrici minimi.

Resistenza di calcolo a taglio dei bulloni

$F_{v,Rd}$ =	$0,6*f_{tb}*Ares/\gamma_{M2}$ =	30,16	kN
	$V_{Ed,i}/F_{v,Rd}$ =	17%	**OK**

Resistenza a rifollamento del piatto

α =	$MIN(e_1/(3*d_0);ftb/ftk;1)$=	0,77	---
k =	$MIN(2,8*e_2/d_0-1,7;2,5)$=	2,50	---
$F_{b,Rd}$ =	$k*\alpha*f_{tk}*d*t/\gamma_{M2}$ =	79,38	kN
	$Fv,Ed*nv/Fb_{,Rd}$ =	6%	**OK**

Resistenza a trazione degli elementi di connessione

$F_{t,Rd}$ =	$0,9*f_{tb}*Ares/\gamma_{M2}$ =	45,24	kN
	$N_{Ed,i}/F_{t,Rd}$ =	51%	**OK**

Resistenza a trazione del piatto di collegamento

$Nu_{,Rd}$ =	$0,9*f_{tk}*Anet/\gamma_{M2}$ =	544,90	kN
	$N_{Ed,i}/Nu_{,Rd}$ =	4%	**OK**

Resistenza a punzonamento del piatto

$B_{p,Rd}$ =	$0,6*\pi*d*t*f_{tk}/\gamma_{M2}$ =	77,81	kN
	$N_{Ed,i}/B_{p,Rd}$ =	30%	**OK**

Verifica combinata

Resistenza complessiva a taglio	MIN(Fv,Rd; Fb,Rd) =	30,16	kN
Resistenza complessiva a trazione	MIN(Bp,Rd; Ft,Rd) =	45,24	kN

$$\frac{Fv,Ed}{Fv,Rd} + \frac{Ft,Ed}{1,4*Ft,Rd} \leq 1$$

$$>>>> \quad 0,17 + 0,37 \leq 1 \quad \textbf{OK}$$

3.3 UNIONE BULLONATA TRAVERSI SECONDARI DI COLLEGAMENTO

Si esegue il dimensionamento dell'unione traversi secondari-traversi principali; si rimanda inoltre agli elaborati grafici allegati per la compiuta individuazione dei vari elementi.

Unione bullonata soggetta a taglio e trazione (momento che genera trazione e compressione)

Numero file	2		
Numero bulloni per fila	2	(bulloni che resistono a momento)	

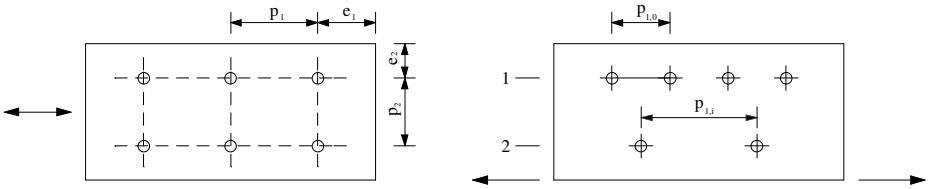
(in condizioni ULTIME)			(rif. Mod. 1410067 r28 INTERVENTO 1A)	
Taglio	V_{Ed} =		15,50 kN	
Sforzo assiale (trazione per bulloni)	N_{Ed} =		17,00 kN	
Momento flettente	M_{Ed} =		170,00 kNcm	schema di semplice appoggio; a favore di sicurezza si assegna momento
Braccio	bmax=		6,50 cm	
	bmin=		0,00 cm	
Piani di contatto	n_V =		1 ---	
Sforzo di taglio (sul singolo bullone)	$Fv_{,Ed}$ =	$V_{Ed}/(n_V{*}n)$ =	3,88 kN	
Sforzo di trazione (per fila di tasselli)	$F_{t,Ed}$ =	(M/b)/n° =	17,33 kN	

Dimensionamento e verifica della sezione

Si utilizzano **bulloni M12** Classe 8.8 come indicato nelle tavole di progetto capaci di resistere agli sforzi determinati.

Coeff. Sicurezza	γ_{M2} =	1,25	---	
Diametro bullone	d =	1,2	cm	
Diametro foro	d_0 =	1,3	cm	
Area resistente bullone	Ares =	0,79	cm²	
Spessore piastra	t =	1,00	cm	
Larghezza piastra in dir trazione		8,00	cm	
Area netta piastra	Anet =	5,60	cm²	
Spessore anima/ala trave	s =	1,00	cm	
σ rottura bullone	f_{tb} =	80	kN/cm²	
σ rottura piastra	f_{tk} =	43	kN/cm²	
σ rottura trave	f_u =	43	kN/cm²	(S275)

Geometria del collegamento (Par. 4.2.8.1.1, Tab.4.2.XIII DM 14/01/2008)



	MIN	MAX	ADOTTATO	
	cm	cm	cm	
e1	1,56	8	2	**OK**
e2	1,56	8	2	**OK**
p1	2,86	14	4,5	**OK**
p1,0	-	14	-	**NO**
p1,i	-	20	-	**NO**
p2	3,12	14	4,5	**OK**

L'unione è stata dimensionata rispettando i rapporti geometrici minimi.

Resistenza di calcolo a taglio dei bulloni

$F_{v,Rd}$ =	$0,6*f_{tb}*Ares/\gamma_{M2}$ =	30,16	kN
	$V_{Ed,i}/F_{v,Rd}$ =	13%	**OK**

Resistenza a rifollamento del piatto

α =	$MIN(e_1/(3*d_0);ftb/ftk;1)$=	0,51	---
k =	$MIN(2,8*e_2/d_0-1,7;2,5)$=	2,50	---
$F_{b,Rd}$ =	$k*\alpha*f_{tk}*d*t/\gamma_{M2}$ =	52,92	kN
	$Fv,Ed*nv/Fb_{,Rd}$ =	7%	**OK**

Resistenza a trazione degli elementi di connessione

$F_{t,Rd}$ =	$0,9*f_{tb}*Ares/\gamma_{M2}$ =	45,24	kN
	$N_{Ed,i}/F_{t,Rd}$ =	38%	**OK**

Resistenza a trazione del piatto di collegamento

$Nu_{,Rd}$ =	$0,9*f_{tk}*Anet/\gamma_{M2}$ =	173,38	kN
	$N_{Ed,i}/Nu_{,Rd}$ =	10%	**OK**

Resistenza a punzonamento del piatto

$B_{p,Rd}$ =	$0,6*\pi*d*t*f_{tk}/\gamma_{M2}$ =	77,81	kN
	$N_{Ed,i}/B_{p,Rd}$ =	22%	**OK**

Verifica combinata

Resistenza complessiva a taglio	MIN(Fv,Rd; Fb,Rd) =	30,16	kN
Resistenza complessiva a trazione	MIN(Bp,Rd; Ft,Rd) =	45,24	kN

$$\frac{Fv,Ed}{Fv,Rd} + \frac{Ft,Ed}{1,4*Ft,Rd} \leq 1$$

$$>>>> \quad 0,13 + 0,27 \leq 1 \quad \textbf{OK}$$

3.4 UNIONE BULLONATA TRAVE REGGICOSCIALE - MONTANTE

Si esegue il dimensionamento dell'unione trave reggicosciale-montante; si rimanda inoltre agli elaborati grafici allegati per la compiuta individuazione dei vari elementi.

Unione bullonata soggetta a taglio e trazione (momento che genera trazione e compressione)

Numero file	2		
Numero bulloni per fila	2	(bulloni che resistono a momento)	

(in condizioni ULTIME)		(rif. Mod. 1410067 r28 INTERVENTO 1A)		
Taglio	V_{Ed} =	25,00	kN	
Sforzo assiale (trazione per bulloni)	N_{Ed} =	10,00	kN	
Momento flettente	M_{Ed} =	380,00	kNcm	schema di semplice appoggio; a favore di sicurezza si assegna momento
Braccio	bmax=	5,50	cm	
	bmin=	0,00	cm	
Piani di contatto	n_V =	1	---	

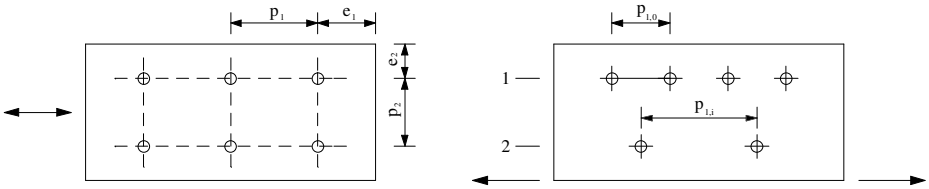
Sforzo di taglio (sul singolo bullone)	$Fv_{,Ed}$ =	$V_{Ed}/(n_V*n)$ =	6,25	kN
Sforzo di trazione (per fila di tasselli)	$F_{t,Ed}$ =	(M/b)/n° =	37,05	kN

Dimensionamento e verifica della sezione

Si utilizzano **bulloni M12** Classe 8.8 come indicato nelle tavole di progetto capaci di resistere agli sforzi determinati.

Coeff. Sicurezza	γ_{M2} =	1,25	---	
Diametro bullone	d =	1,2	cm	
Diametro foro	d_0 =	1,3	cm	
Area resistente bullone	Ares =	0,79	cm²	
Spessore piastra	t =	1,00	cm	
Larghezza piastra in dir trazione		16,00	cm	
Area netta piastra	Anet =	13,60	cm²	
Spessore anima/ala trave	s =	1,00	cm	
σ rottura bullone	f_{tb} =	80	kN/cm²	
σ rottura piastra	f_{tk} =	43	kN/cm²	
σ rottura trave	f_u =	43	kN/cm²	(S275)

Geometria del collegamento (Par. 4.2.8.1.1, Tab.4.2.XIII DM 14/01/2008)



	MIN	MAX	ADOTTATO	
	cm	cm	cm	
e1	1,56	8	2	**OK**
e2	1,56	8	2	**OK**
p1	2,86	14	4,5	**OK**
p1,0	-	14	-	**NO**
p1,i	-	20	-	**NO**
p2	3,12	14	4,5	**OK**

L'unione è stata dimensionata rispettando i rapporti geometrici minimi.

Resistenza di calcolo a taglio dei bulloni

$F_{v,Rd}$ =	$0,6*f_{tb}*Ares/\gamma_{M2}$ =	30,16	kN
	$V_{Ed,i}/F_{v,Rd}$ =	21%	**OK**

Resistenza a rifollamento del piatto

α =	$MIN(e_1/(3*d_0);ftb/ftk;1)$=	0,51	---
k =	$MIN(2,8*e_2/d_0-1,7;2,5)$=	2,50	---
$F_{b,Rd}$ =	$k*\alpha*f_{tk}*d*t/\gamma_{M2}$ =	52,92	kN
	$Fv,Ed*nv/Fb_{,Rd}$ =	12%	**OK**

Resistenza a trazione degli elementi di connessione

$F_{t,Rd}$ =	$0,9*f_{tb}*Ares/\gamma_{M2}$ =	45,24	kN
	$N_{Ed,i}/F_{t,Rd}$ =	82%	**OK**

Resistenza a trazione del piatto di collegamento

$Nu_{,Rd}$ =	$0,9*f_{tk}*Anet/\gamma_{M2}$ =	421,06	kN
	$N_{Ed,i}/Nu_{,Rd}$ =	9%	**OK**

Resistenza a punzonamento del piatto

$B_{p,Rd}$ =	$0,6*\pi*d*t*f_{tk}/\gamma_{M2}$ =	77,81	kN
	$N_{Ed,i}/B_{p,Rd}$ =	48%	**OK**

Verifica combinata

Resistenza complessiva a taglio	MIN(Fv,Rd; Fb,Rd) =	30,16	kN
Resistenza complessiva a trazione	MIN(Bp,Rd; Ft,Rd) =	45,24	kN

$$\frac{Fv,Ed}{Fv,Rd} + \frac{Ft,Ed}{1,4*Ft,Rd} \leq 1$$

$$>>>> \quad 0,21 + 0,58 \leq 1 \quad \textbf{OK}$$

3.5 UNIONE BULLONATA CONTROVENTI DI PARETE

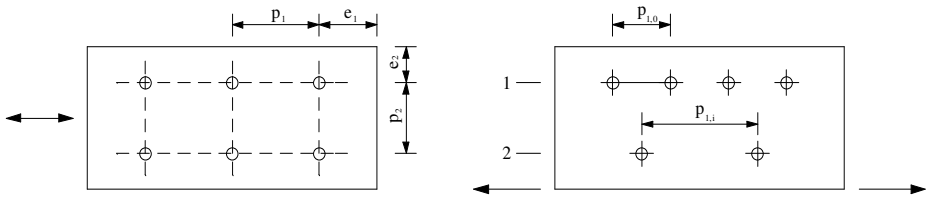
UNIONE BULLONATA
Soggetta a taglio e trazione (in condizioni ULTIME)

Numero file	1		
Numero bulloni per fila	2		
		(rif. Mod. 1410067 r28 INTERVENTO 1A)	
	N_{Ed} =	0,00	kN
Sforzo assiale (taglio per i bulloni)	V_{Ed} =	22,00	kN
Momento flettente	M_{Ed} =	50,00	kNcm
Braccio	b=	4,00	cm
Piani di contatto	n_V =	1	---
Sforzo di taglio (sul singolo bullone)	$Fv_{,Ed}$ = $V_{Ed}/(n_V*n)$ =	11,00	kN
Sforzo di trazione (per fila di tasselli)	$F_{t,Ed}$ = (M/b)/n° =	6,25	kN

Dimensionamento e verifica della sezione
Si utilizzano **bulloni M12** Classe 8.8 come indicato nelle tavole di progetto capaci di resistere agli sforzi determinati.

Coeff. Sicurezza	γ_{M2} =	1,25	---	
Diametro bullone	d =	1,2	cm	
Diametro foro	d_0 =	1,3	cm	
Area resistente bullone	Ares =	0,79	cm²	(area pari al diametro inferiore)
Spessore piastra	t =	1,00	cm	
Larghezza piastra in dir trazione		8,00	cm	
Area netta piastra	Anet =	6,80	cm²	
Spessore anima/ala trave	s =	1,00	cm	
σ rottura bullone	f_{tb} =	80	kN/cm²	
σ rottura piastra	f_{tk} =	43	kN/cm²	
σ rottura trave	f_u =	43	kN/cm²	(S275)

Geometria del collegamento (Par. 4.2.8.1.1, Tab.4.2.XIII DM 14/01/2008)



	MIN	MAX	ADOTTATO	
	cm	cm	cm	
e1	1,56	8	2	**OK**
e2	1,56	8	2	**OK**
p1	2,86	14	5	**OK**
p1,0	-	14	-	**NO**
p1,i	-	20	-	**NO**
p2	3,12	14	5	**OK**

L'unione è stata dimensionata rispettando i rapporti geometrici minimi.

Resistenza di calcolo a taglio dei bulloni

$F_{v,Rd}$ =	$0,6*f_{tb}*Ares/\gamma_{M2}$ =	30,16	kN
	$V_{Ed,i}/F_{v,Rd}$ =	36%	**OK**

Resistenza a rifollamento del piatto

α =	$MIN(e_1/(3*d_0);ftb/ftk;1)$=	0,51	---
k =	$MIN(2,8*e_2/d_0-1,7;2,5)$=	2,50	---
$F_{b,Rd}$ =	$k*\alpha*f_{tk}*d*t/\gamma_{M2}$ =	52,92	kN
	$Fv,Ed*nv/Fb_{,Rd}$ =	21%	**OK**

Resistenza a trazione degli elementi di connessione

$F_{t,Rd}$ =	$0,9*f_{tb}*Ares/\gamma_{M2}$ =	45,24	kN
	$N_{Ed,i}/F_{t,Rd}$ =	38%	**OK**

Resistenza a trazione del piatto di collegamento

$Nu_{,Rd}$ =	$0,9*f_{tk}*Anet/\gamma_{M2}$ =	210,53	kN
	$N_{Ed,i}/Nu_{,Rd}$ =	5%	**OK**

Resistenza a punzonamento del piatto

$B_{p,Rd}$ =	$0,6*\pi*d*t*f_{tk}/\gamma_{M2}$ =	77,81	kN
	$N_{Ed,i}/B_{p,Rd}$ =	8%	**OK**

Verifica combinata

Resistenza complessiva a taglio	MIN(Fv,Rd; Fb,Rd) =	30,16	kN
Resistenza complessiva a trazione	MIN(Bp,Rd; Ft,Rd) =	45,24	kN

$$\frac{Fv,Ed}{Fv,Rd} + \frac{Ft,Ed}{1,4*Ft,Rd} \leq 1$$

$$0,36 + 0,10 \leq 1 \quad \textbf{OK}$$

3.6 TASSELLI DI FISSAGGIO AL MURO ESISTENTE

Descrizione

(valori SLU)

Analisi dei carichi

Sforzo di taglio	Tcomposto =	29,15	kN	rif. Mod. 1410067 r28
Numero file di bulloni	nf =	2	(numero di bulloni a momento)	
Numero colonne di bulloni	nc =	1		
Sforzo di trazione	Ne,i =M/(bc*n) =	0,00	kN	
Sforzo di taglio	Ve,i =	14,58	kN	

Dimensionamento e verifica della sezione

Si utilizzano **tasselli chimici M16 ad ancoraggio chimico tipo Hiliti HIT HY 200 con HIT-V o equiv** come indicato nelle tavole di progetto capaci di resistere agli sforzi determinati.

Resistenza normale	Nrd =	19,53	kN
Resistenza tagliante	Vrd =	21,84	kN
Verifica a trazione		0%	**OK**
Verifica a taglio		67%	**OK**

Verifica a sforzo combinato trazione e taglio:

(Ved/Vrd) +(1.4*Ned/Nrd)=	67%	**OK**

La verifica risulta soddisfatta.

3.7 UNIONE BULLONATA PARAPETTI - MONTANTI TIPO 1 SU RAMPE SCALA
Soggetta a taglio e trazione (momento che genera trazione e compressione)

Numero file	2
Numero bulloni per fila	2

(in condizioni ULTIME)

Taglio	V_{Ed} =	3,00	kN
Momento flettente	M_{Ed} =	360,00	kNcm
Braccio	b=	6,00	cm
Piani di contatto	n_V =	2	---

Sforzo di taglio (sul singolo bullone)	$Fv_{,Ed}$ =	$V_{Ed}/(n_V*n)$ =	0,75	kN
Sforzo di trazione (per fila di tasselli)	$F_{t,Ed}$ =	(M/b)/n° =	30,00	kN

Dimensionamento e verifica della sezione

Si utilizzano **bulloni M14 Classe 8.8** come indicato nelle tavole di progetto capaci di resistere agli sforzi determinati.

Coeff. Sicurezza	γ_{M2} =	1,25	---	
Diametro bullone	d =	1,4	cm	
Diametro foro	d_0 =	1,5	cm	
Area resistente bullone	Ares =	1,13	cm²	(area pari al diametro inferiore)
Spessore piastra	t =	0,50	cm	
Larghezza piastra in dir trazione		15,00	cm	
Area netta piastra	Anet =	6,10	cm²	
Spessore anima/ala trav	s =	0,50	cm	
σ rottura bullone	f_{tb} =	80	kN/cm²	
σ rottura piastra	f_{tk} =	43	kN/cm²	
σ rottura trave	f_u =	43	kN/cm²	(S275)

Resistenza di calcolo a taglio dei bulloni

$F_{v,Rd}$ =	$0,6*f_{tb}*Ares/\gamma_{M2}$ =	43,43	kN
	$V_{Ed,i}/F_{v,Rd}$ =	71%	**OK**

Resistenza a rifollamento del piatto

	α = MIN($e_1/(3*d_0)$;ftb/ftk;1)=	0,56	---
	k = MIN($2,8*e_2/d_0$-1,7;2,5)=	2,50	---
$F_{b,Rd}$ =	$k*\alpha*f_{tk}*d*t/\gamma_{M2}$ =	33,44	kN
	$Fv,Ed*nv/Fb_{,Rd}$ =	4%	**OK**

Resistenza a rifollamento dell'anima/ala della trave

α =	MIN(e_1/(3*d_0);ftb/fu;1)=	0,56	---
k =	MIN(2,8*e_2/d_0-1,7;2,5)=	2,50	---
$F_{b,Rd}$ =	k*α*f_u*d*t/γ_{M2} =	33,44	kN
Numero piani di contatto	n_V =	1	---
	$F_{V,Ed}/F_{b,Rd}$ =	90%	**OK**

Resistenza a trazione degli elementi di connessione

$F_{t,Rd}$ =	0,9*f_{tb}*Ares/γ_{M2} =	65,14	kN
	$N_{Ed,i}/F_{t,Rd}$ =	46%	**OK**

Resistenza a trazione del piatto di collegamento

$Nu_{,Rd}$ =	0,9*f_{tk}*Anet/γ_{M2} =	188,86	kN
	$N_{Ed,i}/Nu_{,Rd}$ =	16%	**OK**

Resistenza a punzonamento del piatto

$B_{p,Rd}$ =	0,6*π*d*t*f_{tk}/γ_{M2} =	45,39	kN
	$N_{Ed,i}/B_{p,Rd}$ =	66%	**OK**

Verifica combinata

Resistenza complessiva a taglio	MIN(Fv,Rd; Fb,Rd) =	33,44	kN
Resistenza complessiva a trazione	MIN(Bp,Rd; Ft,Rd) =	45,39	kN

$$\frac{Fv,Ed}{Fv,Rd} + \frac{Ft,Ed}{1,4*Ft,Rd} \leq 1$$

0,02 + 0,47 ≤ 1 **OK**

3.8 UNIONE SALDATA PARAPETTI - MONTANTI TIPO 2 SU COPERTURA PIANA
Soggetta a trazione (momento che genera trazione e compressione)

Momento flettente		M_{Ed} =	360,00	kNcm
Braccio		b=	8,00	cm
Sforzo di trazione	$F_{t,Ed}$ =	(M/b) =	45,00	kN
Spessore saldatura		lato	0,70	cm
Altezza di gola		a=	0,49	cm
Numero cordoni		n=	2,00	
Lunghezza cordoni		L=	7,00	cm
Tensione parallela agente		$t_{//}$=	6,49	[kN/cm²]
Acciaio			**S275**	
Tensione di snervamento		fyk=	27,50	[kN/cm²]
Tensione di rottura		ft =	43,00	[kN/cm²]
Modulo elastico		E =	21000,00	[kN/cm²]
Modulo di elasticità trasversale		G =	8076,92	[kN/cm²]
Coefficiente di sicurezza		γm =	1,35	
Coefficiente di correlazione		βw=	0,85	per acciaio S275
Tensione resistente		frd =	37,47	[kN/cm²]
Tensione agente		$t_{//}$=	6,49	[kN/cm²]
Rapporto di resistenza			17%	**OK**

4. PARAPETTI

4.1 CORRIMANO

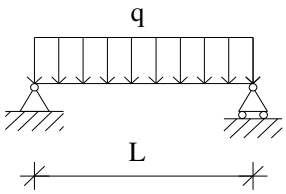
Tale elemento sarà realizzato assieme al parapetto e costituito di vari pezzi da assemblare in opera.

Analisi dei carichi

Carico accid. Orizzontale		a =	**2,00**	kN/m	**CAT C2**
Carico totale distribuito		q =	2,00	kN/m	
		γq=	1,50		
	Fd =	γq*q=	3,00	kN/m	

Caratteristiche della sezione e sollecitazioni (SLU)

Nel calcolo si considera un modello a trave appoggiata



Lunghezza di calcolo		L =	100,00	cm

Appoggio/mezzeria

Sforzo normale		N =	0,00	kN
Sforzo di taglio	= q*L/2	Ve =	1,50	kN
Momento flettente	= $q*L^2/8$	Me =	37,50	kNcm

Dimensionamento della sezione

Si utilizza un **profilo a sezione TONDA** **Ø48,3**

Peso proprio	pp =	**3,27**	kN/m
Diametro esterno	d =	4,83	cm
Spessore	t =	0,29	cm
Area	A =	4,14	cm²
Momento d'inerzia	Jy =	10,70	cm^4
Modulo di resistenza elastico	Wel,y =	4,43	cm³
Modulo di resistenza plastico	Wpl,y =	5,98	cm³
Raggio d'inerzia	i =	1,61	cm

Acciaio **S275**

Tensione di snervamento	fyk=	27,50	kN/cm²
Tensione di rottura	ft =	36,00	kN/cm²
Modulo elastico	E =	21000,00	kN/cm²
Modulo di elasticità trasversale	G =	8076,92	kN/cm²

Classificazione delle sezioni

ε = $\sqrt{(235/fyk)}$ ε = 0,9

- sezione inflessa e/o compressa: coeff. = 50

$d/t \leq 50\varepsilon^2$ d = 4,83
t = 0,29 d/t = 16,66 ≤ 42,73

Si utilizza un **profilo** classe = **1**

♦ Verifiche di resistenza

Verifica a flessione della sezione

Fattore di combinazione relativo al modello
di resistenza adottato γ_{M0} = 1,05

Momento flettente in mezzeria Mrd = fyk*W/γ_{M0} = 156,62 kNcm

Med/Mrd = 24% **OK**

Verifica a taglio della sezione

Per sezioni circolari cave e tubi di spessore uniforme:

Area resistente a taglio Av = 2*A/π = 2,64 cm²

Taglio in appoggio Vrd =Av*fyk/($\sqrt{3}$*γ_{M0}) = 39,85 kN

Ved/Vrd = 4% **OK**

♦ Verifica di deformabilità ***(mezzeria)***

Freccia massima f = d_2

d_2 = 0,116 < 0,50 cm
L/d_2 = 862,85 > 200 **OK**

4.2 MONTANTE SU SCALA

Tale elemento sarà realizzato assieme al parapetto e costituito di vari pezzi da assemblare in opera, e sarà utilizzato sia nelle rampe che nei pianerottoli e nei ballatoi.

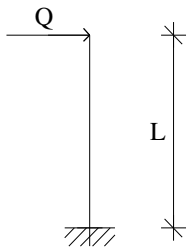
Analisi dei carichi

Ceofficiente di combinazione	γq=	1,50	
Carico acc. orizz. concentrato da corrimano	γq*a*i =	3,00	kN
Carico totale concentrato di calcolo	γq*Q =	3,00	kN

Nota: il carico da corrimano si adotta già amplificato dai coefficienti di combinazione

Caratteristiche della sezione e sollecitazioni (SLU)

Nel calcolo si considera un modello a mensola



Lunghezza di calcolo		L =	120,00	cm
Interasse massimo		i =	100,00	cm

Incastro

Sforzo normale		Ns =	0,00	kN
Sforzo di taglio	= Q	Vs =	3,00	kN
Momento flettente	= Q*L	Ms=	360,00	kNcm

<u>Dimensionamento della sezione</u>

Si utilizza un **profilo singolo a sezione QUADRA**

profilo	1x	**60x5**		
Altezza		6,00	cm	
Larghezza		6,00	cm	
Spessore ala	tf =	0,50	cm	
Spessore anima	tw =	0,50	cm	
Raggio di raccordo	r =	1,00	cm	
Area	A =	10,40	cm^2	
Momento d'inerzia	J =	50,50	cm^4	
Modulo di resistenza el	Wel =	16,80	cm^3	
Modulo di resistenza pl	Wpl =	20,90	cm^3	
	fyk=	27,50	kN/cm^2	**S275**

<u>Classificazione delle sezioni</u>

$\varepsilon = \sqrt{(235/fyk)}$ $\varepsilon =$ 0,92

- piattabande esterne soggette a compressione: cpe. = 9

c/t ≤ cpeε	c =	1,75					
	t =	0,50	c/t =	3,50	<	8,32	**OK**

- parti interne soggette a compressione: cpi. = 72

c/t ≤ cpiε	c=	3,00					
	t=	0,50	c/t =	6,00	<	66,56	**OK**

Si utilizza un **profilo** classe = **1**

♦ Verifiche di resistenza

Verifica a flessione della sezione ***(incastro)***

Fattore parziale globale relativo al modello di resistenza adottato γ_{M0} = 1,05

Momento flettente ***(base)*** Mrd = fyk*Wel/γ_{M0} = 440 > Med kNcm

Med/Mrd = 82% **OK**

Verifica a taglio della sezione

Per sezioni circolari cave e tubi di spessore uniforme:

Area resistente a taglio Av = 2*A/π = 6,62 cm²

Taglio in appoggio Vrd =Av*fyk/(√3*γ_{M0}) = 100,11 kN

Ved/Vrd = 3% **OK**

Verifica di deformabilità

Freccia massima f = d_2

d_2 =	1,09	<	1,2	
L/d_2 =	220,94	>	200	**OK**

5. VERIFICHE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI IN TERMINI DI CONTENIMENTO DEL DANNO AGLI ELEMENTI NON STRUTTURALI SOTTO AZIONE SISMICA

5.1 STATO LIMITE DI DANNO (par. 7.3.7.2) - SLD -

Gli spostamenti allo SLD sono stati determinati tramite analisi sismica con spettro SLD. Si è proceduto al calcolo degli spostamenti per il modello nel piano x-y del sistema di riferimento principale allegato alla presente relazione. Dai risultati degli spostamenti derivanti dal modello spaziale adottato si determina lo spostamento massimo Dr di interpiano valutato in sommità.

In relazione alla presenza di azione sismica di progetto relativa allo SLD
per
a) per tamponamenti collegati rigidamente alla struttura che interferiscono con la deformabilità della stessa (a favore di sicurezza; i pannelli di tamponamento verranno comunque posati con un'adeguata fugatura)

ultimo piano della costruzione
Indicati con H i suddetti interpiani. H= 260 cm

Spostamento massimo di interpiano
(rif. Mod. 1410067 r28)
Si verifica che Dr = **1,19** < 0,005*H= **1,30** cm **OK**

5.2 STATO LIMITE DI IMMEDIATA OPERATIVITA' (par. 7.3.7.2) - SLO -

Per le costruzioni ricadenti in classe d'uso III e IV si deve verificare che l'azione sismica di progetto non produca danni agli elementi costruttivi senza funzione strutturale tali da rendere temporaneamente non operativa la costruzione.

Nel caso in oggetto, tuttavia, si ha la presenza di un rivestimento leggero in pannelli il cui danneggiamento non potrebbe in ogni caso rendere temporaneamente non operativa la costruzione; la scelta dei profili adottati consente inoltre di contenere notevolmente la deformabilità del manufatto.

Si ritiene dunque che tale verifica sia superflua.

6. DISTANZA TRA COSTRUZIONI CONTIGUE (par. 7.2.2 DM 14/01/2008)

Come stabilito al par. 7.2.2 del DM 14/01/2008, la distanza fra costruzioni contigue "deve essere tale da evitare fenomeni di martellamento e comunque non può essere inferiore alla somma degli spostamenti massimi determinati per lo SLV, calcolati per ciascuna costruzione"

La scala in oggetto verrà realizzata in un contesto già edificato, colocandosi in prossimità delle facciate del complesso universitario.

Le nuove opere sono state dunque progettate prevedendo opportuni giunti strutturali in considerazione delle valutazioni sottoriportate.

La distanza tra due punti che si fronteggiano deve essere superiore a: Dmin=H/100*ag*S/(0,5*g)

PGA		**ag SLV=**	0,096	g
Categoria suolo			**C**	
Coeff. Topografico	S =	Ss*St =	1,50	
H(dal piano di fondazione)=			13,00	m
Dmin=			**3,76**	cm

3,61

SPOSTAMENTO MASSIMO SCALA DETERMINATO ANALITICAMENTE PER LO SLV:

		inviluppo sisma		
max spostamento di progetto	d =	**2,80**	cm	rif.mod. 1410067 r28
fattore di struttura	q =	**3,2**	-	
max spostamento normalizzato	D_{SLV} =	**8,96**	cm	1

SPOSTAMENTO MASSIMO EDIFICI ESISTENTI (SLV):

Spostamento massimo di una costruzione non isolata	**D = H/100*ag*S/(0,5*g) =**	**3,76**	cm	2

Sommando i contributi in termini di spostamento massimo per la scala e per l'edificio esistente, si ottiene uno spostamento complessivo pari a:

1+2 = **12,72** cm

si assume giunto sismico pari a **15** cm

Tale valore viene inoltre incrementato, a favore di sicurezza, dallo spostamento dovuto alla regolazione di verticalità prescritta alle strutture del telaio spaziale per limitare la loro deformabilità in stato limite di esercizio.

Lo spostamento in sommità da carichi permanenti risulta pari a: Dperm = **1,80** cm

Giunto strutturale totale: Dtot = **16,80** cm

Per tutte le strutture in oggetto è stato adottato un **giunto strutturale di larghezza pari a 25 cm**, per individuare il quale si rimanda agli elaborati grafici allegati.

La verifica è pertanto soddisfatta e tale assunzione consente di verificare le strutture in elevazione della scala.

7. PUTRELLE ORIZZONTALI SU COPERTURA PIANA

Si riportano le verifiche delle putrelle orizzontali utilizzate per formare il nuovo piano di calpestio, che dalla scala 1A porta alla scala 1 (vedasi elaborati grafici allegati).

In particolare:

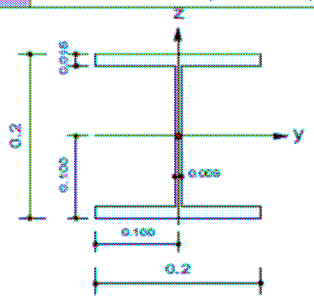
PUTRELLE HE200B

midas Gen — **Steel Checking Result**

Company		Project Title	
Author	IPT srl	File Name	C:\...\1410127 r2 putrelle cop.mgb

1. Design Information

Design Code : Eurocode3:05
Unit System : kN, m
Member No : 1161
Material : S275 (No:1)
(Fy = 275000, Es = 210000000)
Section Name : HEB200 (No:1)
(Rolled : HEB200).
Member Length : 7.30000



2. Member Forces

Axial Force Fxx = 0.00000 (LCB: 2, POS:1/2)
Bending Moments My = 78.9927, Mz = 0.00000
End Moments Myi = 78.3880, Myj = 71.2655 (for Lb)
Myi = 0.00000, Myj = 0.00000 (for Ly)
Mzi = 0.00000, Mzj = 0.00000 (for Lz)
Shear Forces Fyy = 0.00000 (LCB: 1, POS:I)
Fzz = -50.767 (LCB: 2, POS:I)

Depth	0.20000	Web Thick	0.00900
Top F Width	0.20000	Top F Thick	0.01500
Bot.F Width	0.20000	Bot.F Thick	0.01500
Area	0.00781	Asz	0.00180
Qyb	0.03445	Qzb	0.00500
Iyy	0.00006	Izz	0.00002
Ybar	0.10000	Zbar	0.10000
Wely	0.00057	Welz	0.00020
ry	0.08540	rz	0.05070

3. Design Parameters

Unbraced Lengths Ly = 7.30000, Lz = 1.80000, Lb = 1.80000
Effective Length Factors Ky = 1.00, Kz = 1.00
Equivalent Uniform Moment Factors Cmy = 1.00, Cmz = 1.00, CmLT = 1.00

4. Checking Results

Slenderness Ratio
L/r = 85.5 < 300.0 (Memb:1161, LCB: 2)..... O.K
Axial Resistance
N_Ed/Nt_Rd = 0.00/2147.75 = 0.000 < 1.000 ..... O.K
Bending Resistance
M_Edy/M_Rdy = 78.993/176.550 = 0.447 < 1.000 ..... O.K
M_Edz/M_Rdz = 0.0000/83.4467 = 0.000 < 1.000 ..... O.K
Combined Resistance
RNRd = MAX[M_Edy/Mny_Rd, M_Edz/Mnz_Rd]
Rcom = N_Ed/(A*fy/Gamma_M0), Rbend = M_Edy/My_Rd + M_Edz/Mz_Rd
Rmax = MAX[RNRd, (Rcom+Rbend)] = 0.447 < 1.000 ..... O.K
Shear Resistance
V_Edy/Vy_Rd = 0.000 < 1.000 ..... O.K
V_Edz/Vz_Rd = 0.129 < 1.000 ..... O.K

5. Deflection Checking Results

L/ 250.0 = 0.0292 > 0.0240 (Memb:1161, LCB: 5, POS: 4.9m, Dir-Z)..... O.K

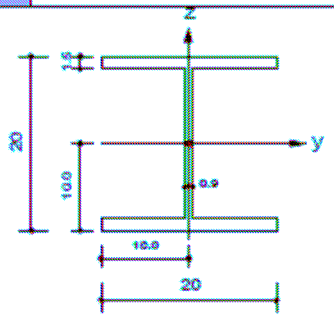
PUTRELLE HE200B - A SBALZO VERSO SCALA 1

midas Gen **Steel Checking Result**

Company		Project Title	
Author	ipt srl	File Name	N:\...10131 R1 putrelle sbalzo.mgb

1. Design Information

Design Code : Eurocode3:05
Unit System : kN, cm
Member No : 1
Material : S275 (No:1)
(Fy = 27.5000, Es = 21000.0)
Section Name : HEB200 (No:1)
(Rolled : HEB200).
Member Length : 767.631



2. Member Forces

Axial Force Fxx = 0.00000 (LCB: 1, POS:1/2)
Bending Moments My = 2407.30, Mz = 0.00000
End Moments Myi = 1950.19, Myj = 2407.30 (for Lb)
Myi = 0.00000, Myj = 0.00000 (for Ly)
Mzi = 0.00000, Mzj = 0.00000 (for Lz)
Shear Forces Fyy = 0.00000 (LCB: 1, POS:I)
Fzz = -17.931 (LCB: 1, POS:1/4)

Depth	20.0000	Web Thick	0.90000
Top F Width	20.0000	Top F Thick	1.50000
Bot.F Width	20.0000	Bot.F Thick	1.50000
Area	78.1000	Asz	18.0000
Qyb	344.458	Qzb	50.0000
Iyy	5700.00	Izz	2000.00
Ybar	10.0000	Zbar	10.0000
Wely	570.000	Welz	200.000
ry	8.54000	rz	5.07000

3. Design Parameters

Unbraced Lengths Ly = 767.631, Lz = 100.000, Lb = 100.000
Effective Length Factors Ky = 1.00, Kz = 1.00
Equivalent Uniform Moment Factors Cmy = 1.00, Cmz = 1.00, CmLT = 1.00

4. Checking Results

Slenderness Ratio
L/r = 89.9 < 300.0 (Memb:1, LCB: 1)..... O.K
Axial Resistance
N_Ed/Nt_Rd = 0.00/2147.75 = 0.000 < 1.000 ..... O.K
Bending Resistance
M_Edy/M_Rdy = 2407.3/17655.0 = 0.136 < 1.000 ..... O.K
M_Edz/M_Rdz = 0.00/8344.67 = 0.000 < 1.000 ..... O.K
Combined Resistance
RNRd = MAX[M_Edy/Mny_Rd, M_Edz/Mnz_Rd]
Rcom = N_Ed/(A*fy/Gamma_M0), Rbend = M_Edy/My_Rd + M_Edz/Mz_Rd
Rmax = MAX[RNRd, (Rcom+Rbend)] = 0.136 < 1.000 ..... O.K
Shear Resistance
V_Edy/Vy_Rd = 0.000 < 1.000 ..... O.K
V_Edz/Vz_Rd = 0.045 < 1.000 ..... O.K

5. Deflection Checking Results

L/ 250.0 = 3.0705 > 0.6181 (Memb:1, LCB: 2, POS: 476.2cm, Dir-Z)..... O.K

COSCIALI UPN160

Analisi dei carichi

Lunghezza travi	L =	260	cm
Interasse di carico	L =	180	cm

Carichi su superficie

Carico permanente portato	p =	1,50	kN/m^2
Carico accidentale	q =	4,00	kN/m^2

Carichi a metro lineare

Peso proprio profilo		0,19	kN/m
Carico permanente portato		2,70	kN/m
Carico accidentale		7,20	kN/m
Carico totale distribuito	q =	10,09	kN/m

Coefficienti di combinazione

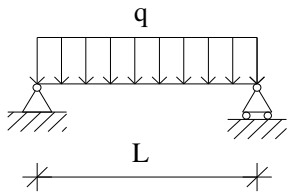
γg 1,3 γq 1,5

Carichi in combinazione

Permanente di calcolo		3,75	kN/m
Accidentale di calcolo		10,80	kN/m
Azione di calcolo totale	**Fd =**	**14,55**	**kN/m**

Caratteristiche della sezione e sollecitazioni

Nel calcolo si considera un modello a trave appoggiata



Lunghezza di calcolo	L =	260	cm
Interasse travi	i =	180	cm

Sollecitazioni agenti allo SLU

Appoggio/mezzeria

Sforzo normale		Ned =	0,00	kN
Sforzo di taglio =	Fd*L/2+Pd/2	Ted =	18,92	kN
Momento flettente =	$Fd*L^2/8+Pd*L/4$	Med =	1229,89	kNcm

Dimensionamento della sezione

profilo		**UPN 160**	
Altezza		16,00	cm
Larghezza		6,50	cm
Spessore ala	tf =	1,05	cm
Spessore anima	tw =	0,75	cm
Raggio di raccordo	r =	1,05	cm

Area	A =	24,00	cm²	
Momento d'inerzia	J =	925	cm^4	
Modulo di resistenza el	Wel =	116	cm³	
Modulo di resistenza pl	Wpl =	138	cm³	
	fyk=	27,50	kN/cm²	**S275**

Classificazione delle sezioni

$\varepsilon = \sqrt{(235/fyk)}$ ε = 0,92

- piattabande esterne soggette a compressione: cpe. = 9

c/t ≤ cpeε c = 4,70
t = 1,05 c/t = 4,48 < 8,32 **OK**

- parti interne soggette a compressione: cpi. = 72

c/t ≤ cpiε c= 11,80
t= 0,75 c/t = 15,73 < 66,56 **OK**

Si utilizza un **profilo** classe = **1**

Verifica della sezione

Fattore parziale globale relativo al modello di resistenza adottato γ_{M0} = 1,05

Momento flettente ***(mezzeria)*** Mrd = fyk*Wpl/γ_{M0} = 3604 > Med kNcm

Med/Mrd = 34% **OK**

per profilati a C o U caricati nel piano dell'anima
Area resistente a taglio Av = A–2*b*tf+(tw+r)*tf = 12,24 cm²

Taglio ***(appoggio)*** Trd = (fyk/3^½)*Av/gM = 185 > Ted kN

Ted/Trd = 10% **OK**

Verifica di deformabilità ***(mezzeria)***

Freccia massima $f = d_1 + d_2$

d_1 = 0,09 cm
d_2 = 0,22 cm

f = 0,31 < 1,04 cm
L/f = 841,36 > 250 **OK**

d_2 = 0,22 < 0,87 cm
L/d_2 = 1178,88 > 300 **OK**

Le verifiche risultano soddisfatte.

PAGINA INTENZIONALMENTE VUOTA

INTERVENTO 2

A - ANALISI DEI CARICHI

1. COMBINAZIONI DI CARICO

La verifica sismica allo stato limite ultimo (SLU) o di danno (SLD) viene effettuata per la seguente combinazione degli effetti dell'azione sismica con le altre azioni

(combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica "E")

$E+G1+G2+P+y21*Q_{k1+}y22*Qk2$

Dove:

G1 peso proprio di tutti gli elementi strutturali
G2 peso proprio di tutti gli elementi non strutturali
P valore caratteristico dell'azione di precompressione

y_2 coefficiente di combinazione che fornisce:
y_{21} valori dei coefficienti di combinazione per i carichi variabili
y_{22} valori dei coefficienti di combinazione per i carichi variabili
E azione sismica per lo stato limite in esame derivante dai terremoti

SLU Stato Limite Ultimo
SLD Stato Limite di Danno

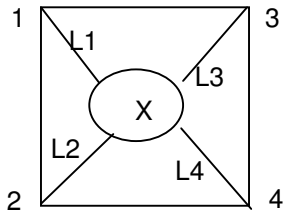
2. AZIONE SISMICA

tipo di costruzione 2 - NTC 2008 par.2.4.1

Vita nominale Vn = **50** anni
Classe d'uso da 1-4 **3** → Coefficiente d'uso Cu = 1,50
Periodo di riferimento Vr = Vn * Cu = 75 anni
Determinazione della forma spettrale
Probabilità di superamento SLO Pvr = 81%
SLD Pvr = 63%
SLV Pvr = 10%
SLC Pvr = 5%

Vertice	ID	Long.	Lat.	ag (Tr50)	Fo (Tr50)	T*c (Tr50)
1	12.742	11,853	45,424	0,377	2,56	0,25
2	12.964	11,855	45,374	0,361	2,53	0,25
3	12.743	11,925	45,425	0,369	2,55	0,25
4	12.965	11,926	45,375	0,354	2,52	0,24
	ag (Tr475)	Fo (Tr475)	T*c (Tr475)	ag (Tr975)	Fo (Tr975)	T*c (Tr975)
1	0,887	2,60	0,33	1,150	2,55	0,35
2	0,773	2,67	0,34	0,977	2,70	0,35
3	0,849	2,62	0,34	1,109	2,57	0,35
4	0,742	2,68	0,34	0,940	2,69	0,36
				Tr =	**50**	
X	**X**	**11,8887**	**45,4095**	**0,037**	**2,54**	**0,25**
	Tr =	**475**		**Tr =**	**975**	
	0,084	**2,64**	**0,34**	**0,108**	**2,62**	**0,35**

L1 = 4287 m
L2 = 5451 m
L3 = 4392 m
L4 = 5658 m



Determinazione del periodo di ritorno

	SLO	SLD	SLV	SLC
Trx = -Vr/ln(1-Pvr) =	**45**	**75**	**712**	**1462**
ag/g (TrX) =	**0,036**	**0,043**	**0,096**	**0,123**
Fo (TrX) =	**2,536**	**2,533**	**2,628**	**2,617**
T*c (TrX) =	**0,240**	**0,280**	**0,346**	**0,358**

Categoria suolo	Ss				
	Formula	**SLO**	**SLD**	**SLV**	**SLC**
A		1,00	1,00	1,00	1,00
B	1,00 <=1,4-0,4*Fo*(ag/g) <=1,20	1,20	1,20	1,20	1,20
C	1,00<=1,7-0,6*Fo*(ag/g) <=1,50	1,50	1,50	1,50	1,50
D	0,90<=2,4-1,5*Fo*(ag/g) <=1,80	1,80	1,80	1,80	1,80
E	1,00<=2-1,10*Fo*(ag/g) <=1,60	1,60	1,60	1,60	1,60
Categoria suolo	Cc				
		SLO	**SLD**	**SLV**	**SLC**
A		1,00	1,00	1,00	1,00
B	1,10*(T*c)^-0,20 =	1,46	1,42	1,36	1,35
C	1,05*(T*c)^-0,33 =	1,69	1,60	1,49	1,48
D	1,25*(T*c)^-0,50 =	2,55	2,36	2,13	2,09
E	1,15*(T*c)^-0,40 =	2,04	1,91	1,76	1,73

CATEGORIA SUOLO C

	SLO	**SLD**	**SLV**	**SLC**	
Ss =	1,50	1,50	1,50	1,50	
St =	1,00	1,00	1,00	1,00	
S = Ss*St =	1,50	1,50	1,50	1,50	
Cc =	1,69	1,60	1,49	1,48	
Tb = Tc/3 =	0,135	0,150	0,172	0,176	sec
Tc = Cc*T*c =	0,405	0,449	0,516	0,529	sec
Td = 4*ag/g+1,60 =	1,744	1,773	1,985	2,091	sec
η =	1,00	1,00	0,50	0,50	

fattore di struttura CD "B" q = qokr = **2** η =1/q = 0,500
strutture a mensola o a pendolo inverso

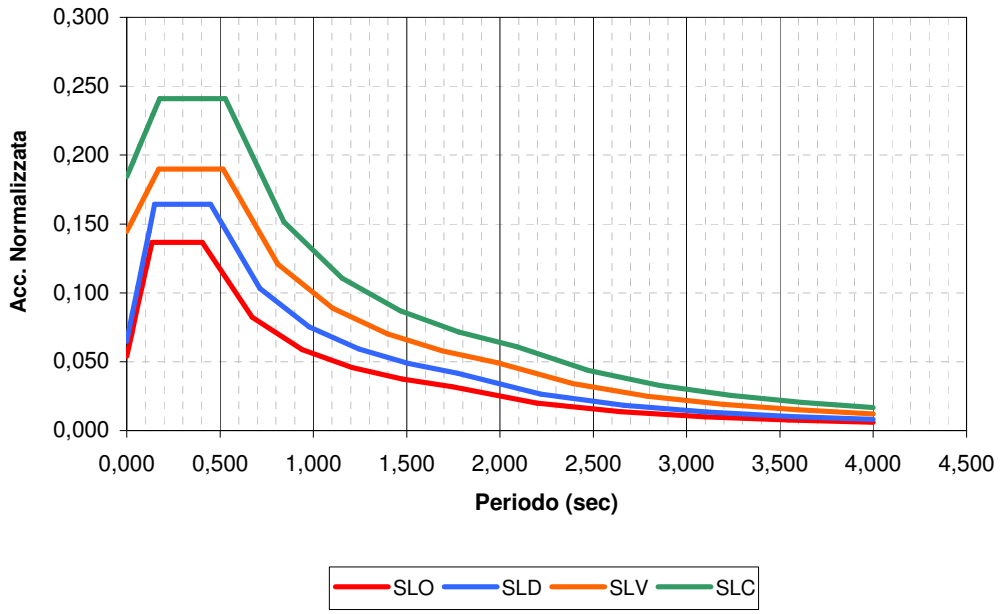
0<=T<Tb	Se(T) =	ag*S*h*Fo*(T/Tb+1/(h*Fo)*(1-T/Tb)) =
Tb<=T<Tc	Se(T) =	ag*S*h*Fo =
Tc<=T<Td	Se(T) =	ag*S*h*Fo*(Tc/T) =
Td<=T	Se(T) =	ag*S*h*Fo*(Tc*Td/T^2) =

DATI SPETTRO SLO DATI SPETTRO SLD DATI SPETTRO SLV DATI SPETTRO SLC

accelerazione normalizzata [g]

Periodo	Acceler.	Periodo	Acceler.	Periodo	Acceler.	Periodo	Acceler.
0,000	0,054	0,000	0,065	0,000	0,144	0,000	0,184
0,027	0,070	0,030	0,085	0,034	0,154	0,035	0,196
0,054	0,087	0,060	0,105	0,069	0,163	0,071	0,207
0,081	0,104	0,090	0,124	0,103	0,172	0,106	0,218
0,108	0,120	0,120	0,144	0,138	0,181	0,141	0,230
0,135	**0,137**	**0,150**	**0,164**	**0,172**	**0,190**	**0,176**	**0,241**
0,405	**0,137**	**0,449**	**0,164**	**0,516**	**0,190**	**0,529**	**0,241**
0,672	0,082	0,714	0,103	0,810	0,121	0,841	0,152
0,940	0,059	0,978	0,075	1,104	0,089	1,154	0,111
1,208	0,046	1,243	0,059	1,398	0,070	1,466	0,087
1,476	0,037	1,508	0,049	1,691	0,058	1,779	0,072
1,744	**0,032**	**1,773**	**0,042**	**1,985**	**0,049**	**2,091**	**0,061**
2,195	0,020	2,218	0,027	2,388	0,034	2,473	0,044
2,646	0,014	2,664	0,018	2,791	0,025	2,855	0,033
3,098	0,010	3,109	0,014	3,194	0,019	3,236	0,025
3,549	0,008	3,555	0,010	3,597	0,015	3,618	0,020
4,000	0,006	4,000	0,008	4,000	0,012	4,000	0,017

SPETTRO SLO - SLD - SLV - SLC



Caratteristiche di regolarità

Per la struttura viene eseguita un'analisi dinamica modale su un modello tridimensionale, i dati della struttura ed i risultati sono riportati in allegato.

Effetti torsionali

Questi effetti sono valutati applicando il metodo della traslazione del centro di massa relativo ai singoli piani del 5% rispetto alla dimensione massima di ingresso del sisma.

3. CARICHI DA VENTO

Espressione della pressione del vento p = qb*ce*cp*cd

Zona	Veneto	= 1	Velocità di riferimento:		
Altitudine	25 m	< 1000 m	vb =	25	m/s

Pressione cinetica di riferimento qb = vb*²ρ/2 = 390,625 N/m²

Classe di rugosità del terreno	A	
Distanza dalla costa	40 km	> 30 km
Altitudine	25 m	< 500 m
Categoria di esposizione del sito	V	

Altezza fabbricato z = 13 m

kr = 0,23 zo = 0,7 zmin = 12,00 < z

Coefficiente topografico	ct =	1,00	
Coefficiente di esposizione	ce =	1,53	
Coefficiente di forma	cp =	2,80	Torri e pali a traliccio a sezione rettangolare di forma diversa dalla circolare (CIRC.617/2009 par.C.3.3.10)
Coefficiente dinamico	cd =	1,00	

Pressione del vento	**max**	**p =**	**1,68**	**kN/m²**
Pressione del vento	**min**	**p =**	**1,62**	**kN/m²**

In considerazione della localizzazione delle opere all'interno di un cavedio tecnico, nell'ambito di un più ampio cortile chiuso da edifici la cui altezza supera quella dei manufatti da realizzarsi, l'azione del vento è stata considerata come **trascurabile** ai fini delle verifiche, per l'intervento in oggetto.

4. CARICHI DA NEVE

Espressione del carico da neve qs = μi*qsk*Ce*Ct

Carico neve al suolo

Zona	Padova	= 2			
Altitudine	25 m	< 200 m	qsk =	1,00	kN/m²

Coefficiente di esposizione

Topografia	Ce =	1,00
Coefficiente termico	Ct =	1,00

Coefficiente di forma per coperture

Copertura piana con angolo α minore di 30°	μ1 =	**0,8**

Carico da neve	**max**	**qs =**	**0,80**	**kN/m²**

5. CARICHI VERTICALI SU SCALA

Carichi scala

Peso proprio elementi in acciaio	g=	2,50	kN/m²	
Carico permanete (pianerottoli, gradini, montanti, parapetti)	perm=	1,50	kN/m²	
Carico accidentale	accid=	4,00	kN/m²	(cat. C2 - ballatoi e scale comuni - NTC08 tab.3.1.II)
	tot=	8,00	kN/m²	

Nota:
Tali valori potrebbero subire lievi variazioni in fase di esecuzione dei lavori; in caso di sostanziali variazioni dei carichi l'esecuzione delle opere è vincolata alla preventiva comunicazione e approvazione della D.LL.

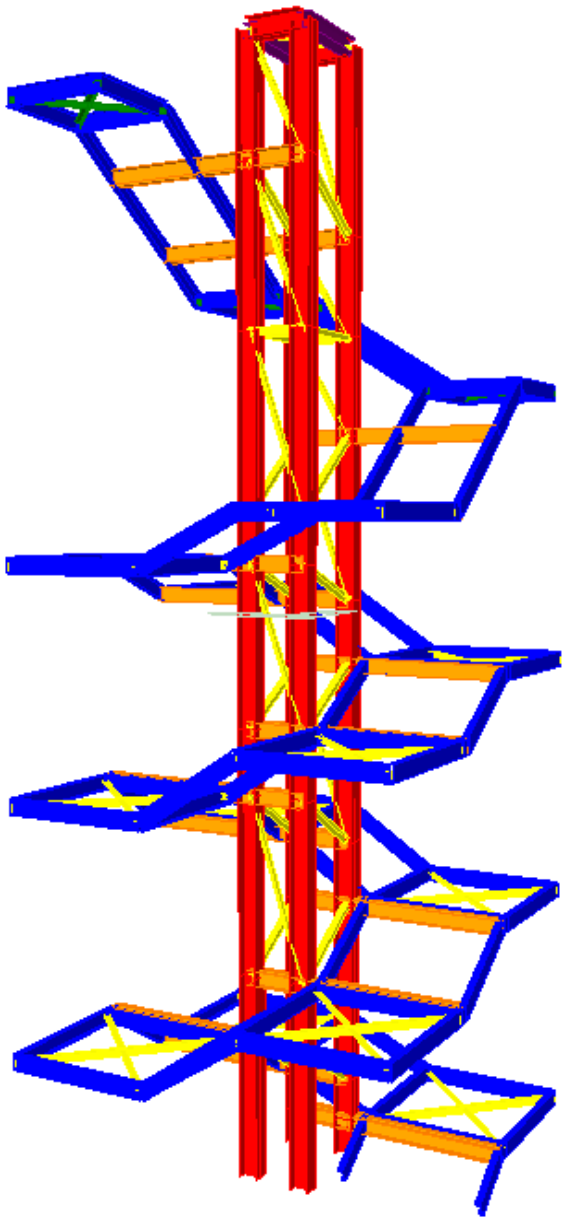
B - VERIFICHE

1. SCALA IN ACCIAIO - INTERVENTO 2

1.1 VERIFICHE DELLE STRUTTURE IN ELEVAZIONE

Per le verifiche si rimanda ai risultati delle elaborazioni svolte con modelli agli elementi finiti (rif. Mod. 1410097 r2 INTERVENTO 2).
Le verifiche sono soddisfatte e sono riportate in allegato alla presente (**ALLEGATO 03**).

Le strutture principali, verticali ed orizzontali, della scala sono realizzate mediante colonne e travi in acciaio del tipo HE; i cosciali sono realizzati tramite profili UPN mentre i controventi sono realizzati con profili ad "L". Per le verifiche di tali elementi si rimanda agli allegati della presente relazione, mentre per l'organizzazione spaziale delle strutture si rimanda agli elaborati grafici.



Modello agli elementi finiti (rif. Mod. 1410097 r2 INTERVENTO 2)

1.2 FONDAZIONI

Si adotta una fondazione a platea in calcestruzzo armato dello spessore di **50 cm, con impronta pari a 370x370 cm, su n°20 micropali trivellati, ø180 mm, impostati ad una profondità di circa -10,50m**, con armatura in tubolare metallico ø114.3 sp. 8mm in acciaio S355. **La portata indicativa dei pali è stata stimata in 115÷120kN allo SLV App.2.**

In seguito ad analisi della struttura in elevazione svolte con le combinazioni di carico definite al par. 7.2.5 DM 14/01/2008, sono state assunte come azioni in fondazione le sollecitazioni trasferite dagli elementi strutturali sovrastanti, amplificate di un coefficiente γ_{Rd} pari a 1,1 (CD "B"), garantendo così la risposta della fondazione in campo elastico.

1.2.1. DETERMINAZIONE DEL CARICO SUI PALI DI UNA PALIFICATA

Si considera una fondazione su pali. Si determinano: la posizione del baricentro del gruppo di pali, le sollecitazioni riferite al baricentro della palificata con i relativi momenti di trasporto in direzione x e y e le sollecitazioni assiali. Le coordinate dei pilastri e dei pali sono date come positive rispetto ad un unico riferimento.

Nota: i dati in blu sono di input

Sollecitazioni di progetto

posizione del baricentro in direzione x	xg
posizione del baricentro in direzione y	yg
braccio momento dello sforzo di taglio (cm)	b(T)
posizione direzione x pilastro dal baricentro (cm)	xpi
posizione in direzione y pilastro dal baricentro (cm)	ypi
Momento di trasporto in direzione con asse x (kNcm)	Mxt=Mx+N*(ypi-xg)+Ty*b(T)
Momento di trasporto in direzione con asse y (kNcm)	Myt=My+N*(xpi-xg)+Tx*b(T)

Coordinate colonne

Colonna	xpi	ypi	b(T)	xpi-xg	ypi-yg
1	124	148	50	-61	-37
2	247	148	50	62	-37
3	247	222	50	62	37
4	124	222	50	-61	37

Inserimento delle sollecitazioni da carichi gravanti direttamente sul terreno e sui pilastri

Lo sforzo normale è positivo se di compressione.

Lo sforzo normale dai pilastri viene riportato al baricentro della palificata con i relativi momenti di trasporto.

Lo sforzo normale da carichi sul terreno si considera applicato al baricentro della palificata.

I momenti flettenti sono positivi se orientati positivamente rispetto all'asse momento nel sistema di riferimento globale

Lo sforzo di taglio, se non applicato alla base della fondazione, genera sui pali un momento flettente mentre non si considerano gli eventuali momenti torsionali indotti dal disassamento del taglio rispetto al baricentro dei pali.

Si considera la combinazione di carico che massimizza le sollecitazioni in fondazione.

CMB SLV n°6 (rif. Mod. 1410097 r2 INTERVENTO 2)

Carico n°	N(kN)	Tx(kN)	Ty(kN)	Mx(kNcm)	My(kNcm)	Mxt (kNcm)	Myt (kNcm)
1	-195	1,1	17,1	2.860	154	10.916	12.086
2	-39	4,7	35,8	495	468	3.707	-1.683
3	440	11,0	3,3	1.837	865	18.282	28.695
4	374	2,5	7,2	2.409	18	16.605	-22.669
	581					**49.510**	**16.428**
N(kN) =	**453** kN		**Carico diretto su terreno (SLV)**				
totale	**1.033**						

Determinazione dei carichi sulla palificata

distanza in direzione x palo da zero di riferimento (cm) xi
distanza in direzione y palo da zero di riferimento (cm) yi
Carico sul palo i-esimo (kN) Ri

$$Ri=Ntot/n+(yi-yg)*Mx/\Sigma(yi-yg)^2+(xi-xg)*My/\Sigma(xi-xg)^2$$

numero complessivo dei pali **n° = 20**

N°	Palo	xi	yi	xi-xg	$(xi-xg)^2$	yi-yg	$(yi-yg)^2$	Ri(kN)
1	1	25	25	-160	25.600	-160	25.600	**12**
2	1	125	25	-60	3.600	-160	25.600	**17**
3	1	245	25	60	3.600	-160	25.600	**24**
4	1	345	25	160	25.600	-160	25.600	**30**
5	1	345	105	160	25.600	-80	6.400	**45**
6	1	245	105	60	3.600	-80	6.400	**40**
7	1	125	105	-60	3.600	-80	6.400	**33**
8	1	25	105	-160	25.600	-80	6.400	**27**
9	1	25	185	-160	25.600	0	0	**43**
10	1	125	185	-60	3.600	0	0	**48**
11	1	245	185	60	3.600	0	0	**55**
12	1	345	185	160	25.600	0	0	**61**
13	1	345	265	160	25.600	80	6.400	**76**
14	1	245	265	60	3.600	80	6.400	**71**
15	1	125	265	-60	3.600	80	6.400	**64**
16	1	25	265	-160	25.600	80	6.400	**58**
17	1	25	345	-160	25.600	160	25.600	**74**
18	1	125	345	-60	3.600	160	25.600	**79**
19	1	245	345	60	3.600	160	25.600	**86**
20	1	345	345	160	25.600	160	25.600	**92**
20				totale	**292.000**		**256.000**	**1.033**

NOTA: agli sforzi sui pilastri si aggiunge il carico da terreno, da plinto e da sovraccarichi su pavimentazione.

Determinazione del baricentro della palificata

Coordinate del baricentro palificata **xg = 185 cm**
yg = 185 cm

Le massime sollecitazioni, con idoneo fattore di sovraresistenza secondo normativa, sono pari a 92 kN, con una media pari a circa 52 kN, nelle condizioni più gravose.

La portata indicativa dei pali è stata stimata in 115÷120 kN allo SLV App.2; tale tipologia di fondazioni risulta dunque idonea.

Si precisa che le massime azioni di trazione alla base delle colonne risultano pari a circa **200 kN** nella combinazione più sfavorevole.

Il peso della platea e della pavimentazione di piano terra risulta pari a **329** kN

La resistenza a trazione offerta dal singolo palo risulta pari a circa **53 kN**, motivo per cui la resistenza a trazione offerta dal sistema è largamente superiore alle sollecitazioni presenti.

1.2.2. VERIFICA A PUNZONAMENTO SECONDO EC2

Verifica di piastre con armature a flessione, di fondazioni e piastre nervate a sezione piena attorno all'area caricata. Le lastre devono essere verificate nei riguardi del punzonamento allo Stato Limite Ultimo, in corrispondenza di pilastri e carichi concentrati.

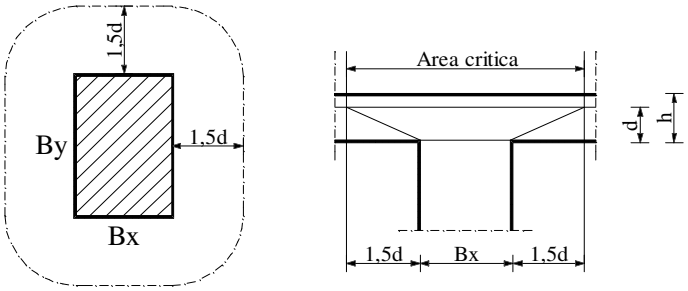
Caratteristiche dei materiali

CLS 25/30			
Densità	$\delta =$	25,00	kN/m³
Coefficiente parziale di sicurezza	$\gamma_C =$	1,50	---
Coefficiente riduttivo	$\alpha_{cc} =$	0,85	---
Resistenza cubica caratteristica	$R_{ck} =$	30,00	MPa
Resistenza cilindrica caratteristica	$f_{ck} =$	24,90	MPa
Modulo di elasticità	$E_c =$	31447,16	MPa
Resistenza a compressione	$f_d =$	16,60	MPa
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} =$	14,11	MPa
Resistenza media a trazione	$f_{ctm} =$	2,56	MPa
Resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk} =$	1,79	MPa
Resistenza di calcolo a trazione	$f_{ctd} =$	1,19	MPa

ACCIAIO B450C			
Densità	$\delta =$	78,50	kN/m³
Coefficiente parziale di sicurezza	$\gamma_S =$	1,15	---
Tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk} =$	450,00	MPa
Modulo di elasticità	$E_s =$	206000,00	MPa
Tensione di snervamento di calcolo	$f_{yd} =$	391,30	MPa

Caratteristiche delle sezioni

Schema valido per area caricata di forma rettangolare (EC2 - par.4.3.4.2.1), lontana da bordi liberi:



Altezza totale piastra	h =	50,00	cm
Altezza utile piastra	d =	45,00	cm
Lato X area caricata (pilastro)	Bx =	25,00	cm
Lato Y area caricata (pilastro)	By =	25,00	cm
Altezza piastra >= 20 cm		OK	
Perimetro area caricata < 11*d		OK	
Lato X critico = Bx+(2*1,5*d)	Bux =	160	cm
Lato Y critico = By+(2*1,5*d)	Buy =	160	cm
Perimetro critico = (Bux+Buy)*2	u =	640,00	cm
Sezione critica = u*d	Su =	28800,00	cm²

Analisi dei carichi

Carichi concentrati risultanti - massima azione assiale da sovrastrutture

Carico Totale di Progetto	**(V_{Ed}) N_{Ed} =**	**440**	**kN**

Sollecitazione di taglio agente per unità di lunghezza (EC2 - eq. 4.50)

$V_{Ed} = N_{Ed}*\beta/u$ **V_{Ed} = 79,06 kN/m**

, dove: β = 1,15 Tiene conto degli effetti della possibile eccentricità del carico

Verifica allo stato limite ultimo

V_{Rd1} Resistenza di calcolo a taglio per unità di lunghezza di perimetro critico, per piastre prive di armatura a taglio

V_{Rd2} Massima resistenza di calcolo a taglio per unità di lunghezza di perimetro critico, per piastre dotate di armatura a taglio

V_{Rd3} Resistenza di calcolo a taglio per unità di lunghezza di perimetro critico, per piastre dotate di armatura a taglio

Le verifiche si ritengono soddisfatte se:

Piastre prive di armatura a taglio	V_{Rd1}	>	V_{Ed}
Piastre dotate di armatura a taglio	V_{Rd3}	≥	V_{Ed}

Piastre prive di armatura a taglio

	Parametri di Calcolo	***udm***	***Valore***
Asl_X	Armatura longitudinale tesa in BuX	cm²	6,16
Asl_Y	Armatura longitudinale tesa in BuY	cm²	6,16
ρ_{1x}	Percentuale d'armatura dir.X= Asl/Bux*d ≤ 0	-	0,0009
ρ_{1y}	Percentuale d'armatura dir.Y= Asl/Buy*d ≤ 0	-	0,0009
ρ_1	Percentuale d'armatura tot =radq(r1x*r1y)≤ 0	-	0,0009
τ_{Rd}	Tensione resistente = 0,25*fctk/gC	MPa	0,30
k	1,6-d ≥ 1	-	1,15

Resistenza di calcolo e rapporto di resistenza	*udm*	*Valore*
V_{Rd1} = t_{Rd}*k*(1,2+40r_1)*d	kN/m	190,62
V_{Ed}/V_{Rd1}	---	41%
Verifica		**OK**

La verifica è soddisfatta.

1.2.3. PLATEA SU PALI - ARMATURE

A favore della sicurezza si assume come azione il massimo valore di sollecitazione agente sui pali, come determinato dal calcolo dei carichi sulla palificata, adottando inoltre uno schema di travi bi-direzionali su appoggi; si assume come area minima resistente nelle due direzioni una sezione con larghezza pari all'interasse minimo tra i pali.

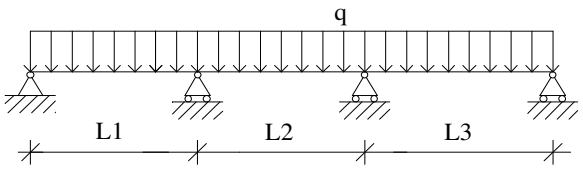
SCHEMA DI TRAVE A QUATTRO APPOGGI

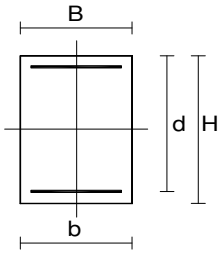
♦ Caratteristiche dei materiali

CLS 25/30			
Peso specifico	δ =	25,00	kN/m³
Coefficiente parziale di sicurezza	γ_C =	1,50	---
Coefficiente riduttivo	α_{cc} =	0,85	---
Resistenza cubica caratteristica	R_{ck} =	30,00	MPa
Resistenza cilindrica caratteristica	f_{ck} =	24,90	MPa
Modulo di elasticità	E_c =	31447,16	MPa
Resistenza a compressione	f_d =	16,60	MPa
Resistenza di calcolo a compressione	f_{cd} =	14,11	MPa
Resistenza media a trazione	f_{ctm} =	2,56	MPa
Resistenza caratteristica a trazione	f_{ctk} =	1,79	MPa
Resistenza di calcolo a trazione	f_{ctd} =	1,19	MPa
Deformazione ultima	ε_{cu} =	0,35%	---
Deformazione ultima per compressione	ε_{c2} =	0,20%	---

ACCIAIO B450C			
Peso specifico	δ =	78,50	kN/m³
Coefficiente parziale di sicurezza	γ_S =	1,15	---
Tensione caratteristica di snervamento	f_{yk} =	450,00	MPa
Modulo di elasticità	E_s =	206000,00	MPa
Tensione di snervamento di calcolo	f_{yd} =	391,30	MPa
Deformazione a snervamento	ε_{yd} =	0,19%	---

♦ Schema statico e caratteristiche delle sezioni





Luce campata 1-2	L_1 =	100,00	cm
Luce campata 2-3	L_2 =	120,00	cm
Luce campata 3-4	L_3 =	100,00	cm
Altezza totale sezione	H =	50,00	cm
Altezza utile sezione	d =	47,00	cm
Bordo superiore sezione	B =	80,00	cm
Bordo inferiore sezione	b =	80,00	cm

♦ Analisi dei carichi

Sollecitazioni dovute ai pali (carichi concentrati in mezzeria)

n° direzioni di ripartizione

diviso in due direzioni (platea) n°= 2

fattore sovraresistenza 1,1

a favore di sicurezza si considera la resistenza di progetto del palo come massima reazione

R max palo= 264,00 kN

Carico massimo palo (SLU) R = 132,00 kN

Carico in mezzeria (metà da una parte, metà dall'altra) R' = 1*R = 132,00 kN

Carichi uniformemente distribuiti

Permanenti

Carichi permanenti equivalenti		6,00	kN/m²
Carichi vari e arrotondamenti		0,00	kN/m²
Totale carico permanente	g =	6,00	kN/m²

Accidentali

Destinazione d'uso		4,00	kN/m²
Carichi vari e arrotondamenti		0,00	kN/m²
Totale carico accidentale	q =	4,00	kN/m²

Interasse di carico q distribuito l = 0,80 m

Carichi linearmente distribuiti

Permanenti

Peso proprio trave	10,00	kN/m
Carichi permanenti equivalenti	4,80	kN/m
Carichi vari e arrotondamenti	0,00	kN/m
	14,80	kN/m

Accidentali

Destinazione d'uso	3,20	kN/m
Carichi vari e arrotondamenti	0,00	kN/m
	3,20	kN/m

♦ Verifiche rif.mod.1410113 r3

Le verifiche vengono eseguite con l'ausilio di un modello agli elementi finiti, realizzato con software di calcolo Midas Gen 2014.

I risultati vengono riportati nel seguito. Le armature vengono estese a tutta la platea, in entrambe le direzioni.

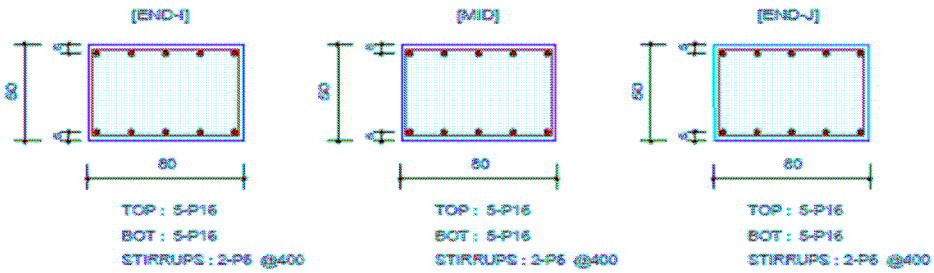
midas Gen **RC Beam Strength Checking Result**

Company		Project Title	
Author	ipt srl	File Name	N:\...\1410113 r3 trave fond.mgb

1. Design Information

Design Code : Eurocode2:04 & NTC2008 Unit System : kN, cm
Material Data : fck = 2.5, fyk = 45, fyw = 45 kN/cm^2
Section Property: TR.80x50 (No : 1) Beam Span : 60 cm

2. Section Diagram



3. Bending Moment Capacity

	END-I	MID	END-J
(-) Load Combination No.	1	1	1
Moment (M_Ed)	2339.59	1137.77	2339.59
Factored Strength (M_Rd)	17157.37	17157.37	17157.37
Check Ratio (M_Ed/M_Rd)	0.1364	0.0663	0.1364
Neutral Axis (x/d)	0.0991	0.0991	0.0991
(+) Load Combination No.	1	1	1
Moment (M_Ed)	2468.14	1888.67	2468.14
Factored Strength (M_Rd)	17157.37	17157.37	17157.37
Check Ratio (M_Ed/M_Rd)	0.1439	0.1101	0.1439
Neutral Axis (x/d)	0.0991	0.0991	0.0991
Using Rebar Top (As_top)	10.0500	10.0500	10.0500
Using Rebar Bot (As_bot)	10.0500	10.0500	10.0500

4. Shear Capacity

	END-I	MID	END-J
Load Combination No.	1	1	1
Factored Shear Force (V_Ed)	102.16	99.16	102.16
Shear Strength by Conc.(V_Rdc)	137.59	137.59	137.59
Shear Strength by Rebar.(V_Rds)	22.19	22.19	22.19
Using Shear Reinf. (Asw)	1.4000	1.4000	1.4000
Using Stirrups Spacing	2-P6 @400	2-P6 @400	2-P6 @400
Shear Ratio by Conc	0.7425	0.7207	0.7425
Shear Ratio by (V_Rds ; V_Rdmax)	4.6047	4.4693	4.6047
Check Ratio	0.7425	0.7207	0.7425

1.2.4. VERIFICA A TAGLIO DEI PALI SUI BORDI

Si esegue la verifica a taglio dei pali di bordo al fine di verificare la necessità di inserimento di armatura integrativa a taglio-tranciamento in corrispondenza dei bordi liberi.

Stato limite ultimo

Resistenze dei materiali:

acciaio	B450C	fyd =	391,30	MPa
calcestruzzo		Rck=	30,00	MPa
resistenza cilindrica		f_{ck}=0,83*Rck	24,9	MPa
coefficiente di sicurezza parziale del calcestruzzo			1,5	
resistenza di calcolo cls		f_{c1} =	14,11	MPa
trazione del calcestruzzo		fctd =	1,14	MPa
rapporto		fyd/fc1 =	27,7	
allungamento calcestruzzo		ε_{cu} =	0,35	%
allungamento acciaio		ε_{yd} =	0,18	%
area armatura a taglio ad interrasse s		Awd		cm²
numero braccia staffe		nb=		
passo staffe appoggi		s=		cm
limite verso le forti armature		ω_{sc} =	0,528	

Sforzo sul palo

diametro del palo ϕ = 18 cm

Sforzo in testa al palo Fcpal = 132,00

Sforzo di taglio sul palo F palo = 132 kN

Verifica a taglio del palo

Lato area di taglio	(spigolo)	B1 =	25	cm
Lato area di taglio	(spigolo)	B2 =	25	cm
Altezza fondazione		Hfond =	50	cm

Verifica

perimetro della sezione di base	(spigolo)	p=	50	cm
valore di calcolo della resitenza a trazione				
		Rck=	30,00	MPa
fctd=(0,7*0,27*Rck^$^{2/3}$)/1,6		fctd=	0,12	kN/cm²
Forza resistente a punzonamento				
Fr=0,5*p*Hfond*fctd		Fr=	149,22	kN
			88,46%	

si ricava che non è necessaria armatura a taglio

Si inseriscono comunque delle staffe di contenimento, come riportato negli elaborati grafici.

Parametri di Calcolo			***udm***	***Valore***
Si adotta un'apposita armatura orizzontale cui si affida a favore di sicurezza l'intero sforzo del palo costituita da:				
	Aswx=	1ø16/10	cm²	6,03
	Aswy=	1ø16/10	cm²	6,03
valore di resistenza a taglio		$fyd/3^{1/2}$	kN/cm²	22,59
Asw	Armatura a taglio TOTALE nell'area critica		cm²	12,06
a	Inclinazione armatura		°	90

Resistenza di calcolo e rapporto di resistenza in condizioni ultime	***udm***	***Valore***
V_{Rd} =	kN/m	272,46
V_{Ed}/V_{Rd}	---	48%
Verifica		**OK**

1.2.5. COLLO DI FONDAZIONE SBALZO

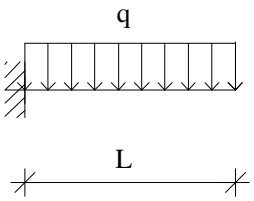
Si esegue il dimensionamento con schema a mensola della trave a sbalzo che dalla platea va a sostenere l'attacco del cosciale della scala.

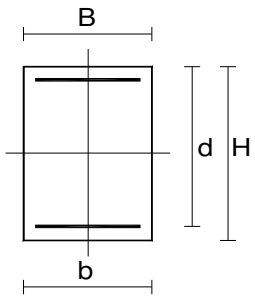
Caratteristiche dei materiali

CLS 25/30			
Densità	$\delta =$	25,00	kN/m³
Coefficiente parziale di sicurezza	$\gamma_C =$	1,50	---
Coefficiente riduttivo	$\alpha_{cc} =$	0,85	---
Resistenza cubica caratteristica	$R_{ck} =$	30,00	MPa
Resistenza cilindrica caratteristica	$f_{ck} =$	24,90	MPa
Modulo di elasticità	$E_c =$	31447,16	MPa
Resistenza a compressione	$f_d =$	16,60	MPa
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} =$	14,11	MPa
Resistenza media a trazione	$f_{ctm} =$	2,56	MPa
Resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk} =$	1,79	MPa
Resistenza di calcolo a trazione	$f_{ctd} =$	1,19	MPa
Deformazione ultima	$\varepsilon_{cu} =$	0,35%	---
Def. ultima per compressione unifome	$\varepsilon_{c2} =$	0,20%	---

ACCIAIO B450C			
Densità	$\delta =$	78,50	kN/m³
Coefficiente parziale di sicurezza	$\gamma_S =$	1,15	---
Tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk} =$	450,00	MPa
Modulo di elasticità	$E_s =$	206000,00	MPa
Tensione di snervamento di calcolo	$f_{yd} =$	391,30	MPa
Deformazione a snervamento	$\varepsilon_{yd} =$	0,19%	---

Schema statico e caratteristiche delle sezioni





Luce	L =	85,00	cm
Altezza totale sezione	H =	50,00	cm
Altezza utile sezione	d =	45,00	cm
Bordo superiore sezione	B =	50,00	cm
Bordo inferiore sezione	b =	50,00	cm

Analisi dei carichi

Carichi uniformemente distribuiti

Permanenti

Riporto in terreno		6,00	kN/m²
Carichi permanenti equiv.		0,00	kN/m²
Carichi vari e arrotondamenti		0,00	kN/m²
Totale carico permanente	g =	6,00	kN/m²

Accidentali

Destinazione d'uso		4,00	kN/m²
Neve		0,80	kN/m²
Carichi vari e arrotondamenti		0,00	kN/m²
Totale carico accidentale	q =	4,80	kN/m²

Interasse di carico q distribuito	l =	0,50	m

Carichi linearmente distribuiti

Permanenti

Peso proprio trave		6,25	kN/m
Carico da muro portante H=xx m		0,00	kN/m
Carichi vari e arrotondamenti		0,00	kN/m
Totale carico permanente	g =	6,25	kN/m

Accidentali

Carichi vari e arrotondamenti		0,00	kN/m
Totale carico accidentale	q =	0,00	kN/m

Carico concentrato all'estremità (già coefficientato)

	P =	65,00	kN

rif.mod. 1410097 r2

Carico permanente totale	G_1 =	9,25	kN/m
Carico permanente non strutturale totale	G_2 =	0,00	kN/m
Pretensione e precompressione	P =	0,00	kN/m
Carico accidentale totale	Q =	2,40	kN/m
Carico Totale	**P_{TOT} =**	**11,65**	**kN/m**

Combinazioni di carico

Si considerano i coefficienti parziali per le azioni e i coefficienti di combinazione delle azioni definiti nelle tab. 2.5.I e 2.6.I DM 14/01/2008; a favore di sicurezza si considererà il contributo di tutte le azioni agenti come sfavorevole.

SLU - Combinazione fondamentale

$$F_d = \gamma_1 \cdot G_1 + \gamma_2 \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Qk_3 + ...$$

Nel caso in esame si sono considerati i seguenti coefficienti di combinazione y_{ij}, ottenendo i paramentri della sollecitazione sotto riportati:

Permanenti	γ_{G1} =	1,3
Permanenti non strutt.	γ_{G2} =	1,5
Accidentali	γ_{Qi} =	1,5
Precompressione	γ_P =	1,0
Affollamento	ψ_{01}	-
	ψ_{02}	0,7
	ψ_{03}	0,7

Sollecitazioni di Calcolo	***udm***	***Incastro***
M_{Ed}	kNcm	6089,45
V_{Ed} sx	kN	-
V_{Ed} dx	kN	78,28

Dimensionamento delle sezioni

Per il dimensionamento delle armature longitudinali si utilizza la formula approssimata:

$$A's = M_{Ed\ SLU}/(0,9*d*f_{yd}),$$

dove M_{Ed} SLU è il momento di calcolo allo Stato Limite Ultimo, considerato in quanto il più gravoso tra le varie combinazioni di carico analizzate; f_{yd} è la tensione di snervamento di calcolo dell'acciaio; il prodotto 0,9*d rappresenta il braccio delle forze interne, nell'ipotesi di sezione reagente tra campo 2 e campo 3.

Il dimensionamento dell'armatura a taglio si basa sulle formule (par. 4.1.6.1 DM 14/01/2008):

Passo staffe massimo	$s_{max} \leq 0,8 \cdot d$	cm
Area staffe minima	$A'st = 1,5 \cdot b \cdot 10 \cdot (10^{-2})$	cm²/m

Parametri Armatura	***udm***	***Incastro***
A's	cm²	3,84
ferri	cm²	**3ø16**
Asl_{inf}	cm²	6,03
s_{max}	cm	36
$A'st_{min\ TOT}$	cm²/m	7,50
passo staffe	cm	20
n bracci	---	4
Ø staffe	mm	10
A_{st} • n bracci	cm²	3,14
Ast_{TOT}	cm²/m	15,71

Verifica allo stato limite ultimo

Si riporta per facilità di lettura la tabella delle sollecitazioni di calcolo allo Stato Limite Ultimo:

Sollecitazioni di Calcolo	***udm***	***Incastro***
M_{Ed}	kNcm	6089,45
V_{Ed} sx	kN	-
V_{Ed} dx	kN	78,28

Le verifiche si ritengono soddisfatte se:

Resistenza flessionale	M_{Rd}	≥	M_{Ed}
Resistenza a taglio	V_{Rd}	≥	V_{Ed}

Ampiezza base compressa	b_w		cm
Altezza utile sezione	d		cm
Area armatura longitudinale	A_{sl}		cm²
Posizione asse neutro	y =	$A_{sl} * f_{yd} / 0,8 * b_w * f_{cd}$	cm
Rapporto y/d	ξ =	y/d	---
Rapporto d'armatura	ω_s =	$A_{sl} * f_{yd} / b_w * d * f_{cd}$	---
Braccio della coppia interna	z =	d - (y/2)	cm
Percentuale d'armatura $\rho_l \leq 0,02$	ρ_l =	$A_{sl} / b_w * d$	---
Coefficiente $k \leq 2$	k =	$1 + (200/d)^{1/2}$	---
ν_{min}	ν_{min} =	$0,035 * k^{3/2} * f_{ck}^{1/2}$	MPa
σ media di compr. ≤ 0,2 f_{cd}	σ_{cp} =	N_{ed}/A_c	kN/cm²
Inclinazione staffe tese	α		°
Inclinazione bielle compresse	θ		°

Parametri della sezione	***udm***	***Incastro***
b_w	cm	50,00
y	cm	4,18
ω_s	---	0,07
z	cm	43,33
ρ_l	---	0,003
k	---	1,67
ν_{min}	MPa	0,38
σ_{cp}	kN/cm²	0,00
Taglio di riferimento	kN/cm²	84,55
Taglio resistente	kN/cm²	39,32

Resistenza di calcolo a sollecitazione flettente e rapporto di resistenza della sezione:

Resistenza di calcol rapporto di resistenza	***udm***	***Incastro***
M_{Rd}	kNcm	10223,46
M_{Ed}/M_{Rd}	---	60%
Verifica		**OK**

Resistenza di calcolo a taglio per elementi privi di armature a taglio:

Resistenza di calcol rapporto di resistenza	***udm***	***Incastro***
V_{Rd1}	kN	84,55
V_{Ed}/V_{Rd1}	---	93%
Verifica		**OK**

Le verifiche risultano soddisfatte. Si incerisce comunque un'apposita armatura a taglio, così come riportato negli elaborati grafici allegati.

1.3 UNIONI TRA GLI ELEMENTI METALLICI

1.3.1. TIRAFONDI E PIASTRA DI BASE DELLE COLONNE

Soggetta a taglio e trazione

Numero file	2	
Numero tirafondi per fila	4	(tirafondi che lavorano a momento)

(in condizioni ULTIME)	(valori da modello)	(rif. Mod. 1410097 r2 INTERVENTO 2)	
Taglio	V_{Ed} =	48,85	kN
Trazione diretta	Ftrd=	198,00	kN
Momento flettente	M_{Ed} =	3850,00	kNcm
Braccio	b=	40,00	cm
Piani di contatto	n_V =	1	---

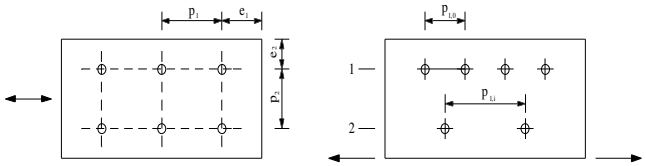
Sforzo di taglio (sul singolo)	$F_{v,Ed} = V_{Ed}/(n_V*n)$ =	6,11	kN
Sforzo di trazione (per fila)	$F_{t,Ed} = (M_{Ed}/b)/(n_M)$=	48,81	kN

Dimensionamento e verifica della sezione

Si utilizzano tirafondi **ø24 Classe 8.8** come indicato nelle tavole di progetto capaci di resistere agli sforzi determinati.

Coeff. Sicurezza	γ_{M2} =	1,25	---	
Diametro bullone	d =	2,4	cm	
Diametro foro	d_0 =	2,5	cm	
Area resistente bullone	Ares =	3,80	cm²	
Spessore piastra	t =	1,50	cm	
σ rottura bullone	f_{tb} =	80	kN/cm²	
σ rottura piastra	f_{tk} =	43	kN/cm²	(S275)

Geometria del collegamento (Par. 4.2.8.1.1, Tab.4.2.XIII DM 14/01/2008)



	MIN	MAX	ADOTTATO	
	cm	cm	cm	
e1	3	10	4	**OK**
e2	3	10	4	**OK**
p1	5,5	20	14	**OK**
p1,0	-	20	-	**NO**
p1,i	-	20	-	**NO**
p2	6	20	14	**OK**

L'unione è stata dimensionata rispettando i rapporti geometrici minimi.

Resistenza di calcolo a taglio dei tirafondi

$F_{v,Rd}$ = $0,6*f_{tb}*Ares/\gamma_{M2}$ = 145,97 kN

$V_{Ed,i}/F_{v,Rd}$ = 4% **OK**

Resistenza a rifollamento del piatto

α = MIN($e_1/(3*d_0)$;ftb/ftk;1)= 0,53 ---
k = MIN($2,8*e_2/d_0$-1,7;2,5)= 2,50 ---

$F_{b,Rd}$ = $k*\alpha*f_{tk}*d*t/\gamma_{M2}$ = 165,12 kN

Fv,Ed*nv/$Fb_{,Rd}$ = 4% **OK**

Resistenza a trazione degli elementi di connessione

$F_{t,Rd}$ = $0,9*f_{tb}*Ares/\gamma_{M2}$ = 218,96 kN

$N_{Ed,i}/F_{t,Rd}$ = 22% **OK**

Resistenza a punzonamento del piatto

$B_{p,Rd}$ = $0,6*\pi*d*t*f_{tk}/\gamma_{M2}$ = 233,43 kN

$N_{Ed,i}/B_{p,Rd}$ = 21% **OK**

Verifica combinata

Resistenza complessiva a taglio	MIN(Fv,Rd; Fb,Rd) =	145,97	kN
Resistenza complessiva a trazione	MIN(Bp,Rd; Ft,Rd) =	218,96	kN

$$\frac{Fv,Ed}{Fv,Rd} + \frac{Ft,Ed}{1,4*Ft,Rd} \leq 1$$

$$0,04 + 0,16 \leq 1$$ **OK**

Verifica di sovraresistenza del collegamento colonna-fondazione (DM 14/01/2008, par.7.5.4.6)

Colonna	**Profilo:**	**HE 240 B**		
Altezza		24,00	cm	
Larghezza		24,00	cm	
Spessore ala	tf =	1,70	cm	
Spessore anima	tw =	1,00	cm	
Raggio di raccordo	r =	2,10	cm	
Area	A =	105,99	cm²	
Momento d'inerzia	J =	11259	cm^4	
Modulo di resistenza el	Wel =	938	cm³	
Modulo di resistenza pl	Wpl =	1053	cm³	
Acciaio	fyk=	27,50	kN/cm²	**S275**

Classificazione della sezione

$\varepsilon = \sqrt{(235/fyk)}$ $\varepsilon =$ 0,92

- piattabande esterne soggette a compressione: cpe. = 9

c/t ≤ cpeε	c =	9,40					
	t =	1,70	c/t =	5,53	<	8,32	**OK**

- parti interne soggette a compressione: cpi. = 72

c/t ≤ cpiε	c=	16,40					
	t=	1,00	c/t =	16,40	<	66,56	**OK**

Si utilizza un **profilo** classe = **1**

Determinazione del momento resistente plastico di progetto della colonna
PER SEZIONI A DOPPIO T in CLASSE 1-2

Fattore parziale globale	γ_{M0} =	1,05		
Fattore di sovraresistenza	γ_{Rd} =	1,15		funzione del tipo di acciaio
Sforzo normale di progetto	N_{Ed} =	478,50	kN	
Sforzo normale resistente	$N_{Rd} = A*fyk/\gamma_{M0}$ =	2775,81	kN	per sezioni in classe 1, 2, 3

<u>Pressoflessione nel piano dell'anima (inflessione attorno all'asse forte)</u>

Momento resistente plastico	$M_{Rd} = Wpl*fyk/\gamma_{M0}$ =	27582,39	kNcm	
Tasso di lavoro per solo sforzo normale	$n = N_{Ed}/N_{Rd}$ =	0,17	-	eq.4.2.37 DM14/01/2008
Rapporto area anima/area tot	a =	0,23	-	eq.4.2.38 DM14/01/2008
Momento resistente ridotto per effetto dello sforzo normale	$M_{N,Rd}$ =	25795,21	kNcm	eq.4.2.34 DM14/01/2008

Momento resistente plastico di progetto del collegamento

$M_{C,Rd} = F_{t,Rd}*b*n_M$ = 35033,03 >= 32630,95 **OK**

1.3.2. PIASTRA DI ATTACCO DEI COSCIALI ALLA BASE

Soggetta a taglio e trazione

Numero file	2	
Numero tirafondi per fila	1	(tirafondi che lavorano a momento)

(in condizioni ULTIME)	(valori da modello)	(rif. Mod. 1410097 r2 INTERVENTO 2)	
Taglio	V_{Ed} =	10,44	kN
Trazione diretta	Ftrd=	67,10	kN
Momento flettente	M_{Ed} =	0,00	kNcm
Braccio	b=	27,00	cm
Piani di contatto	n_V =	1	---

Sforzo di taglio (sul singolo)	$F_{v,Ed} = V_{Ed}/(n_V*n)$ =	5,22	kN
Sforzo di trazione (per fila)	$F_{t,Ed} = (M_{Ed}/b)/(n_M)$=	33,55	kN

Dimensionamento e verifica della sezione

Si utilizzano **tasselli M20 ad inghisaggio chimico tipo Hilti HIT-HY 200 con HIT-V** come indicato nelle tavole di progetto capaci di resistere agli sforzi determinati.

Resistenza normale	Nrd =	44,30	kN
Resistenza tagliante	Vrd =	48,80	kN
Verifica a trazione		76%	**OK**
Verifica a taglio		11%	**OK**

Verifica a sforzo combinato trazione e taglio:

(Ved/Vrd) +(Ned/1.4*Nrd)=	65%	**OK**

La verifica risulta soddisfatta.

1.3.3. UNIONE BULLONATA TRAVE CONTINUA-COLONNA INTERROTTA

Si esegue il dimensionamento dell'unione colonna-trave principale; si rimanda inoltre agli elaborati grafici allegati per la compiuta individuazione dei vari elementi.

Unione bullonata soggetta a taglio e trazione (momento che genera trazione e compressione)

Numero file	4	
Numero bulloni per fila	2	(bulloni che resistono a momento)

(in condizioni ULTIME) (rif. Mod. 1410097 r2 INTERVENTO 2)

CMB2	My	Mz	Mx	Fy	Fz	Fx
	kNcm	kNcm	kNcm	kN	kN	kN
TRAVE	10152	40,5	19,5	0,3	127	170
COLONNA	4480	83	15	0,8	51	13

Braccio	bmax=	35,00	cm
	bmin =	12,00	cm
Piani di contatto	n_V =	1	---

Azioni sull'unione bullonata

Taglio	V_{Ed} =	226,73	kN
Momento flettente	M_{Ed} max=	14632,00	kNcm
	M_{Ed} min=	102,5	kNcm

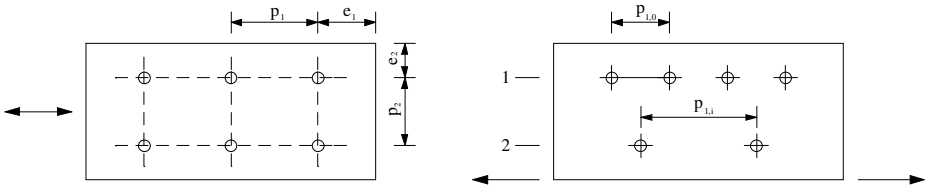
Sforzo di taglio (sul singolo bullone)	$Fv_{,Ed} = V_{Ed}/(n_V*n)$ =	28,34	kN	
Sforzo di trazione (per fila di tasselli)	$F_{t,Ed}$ = (M/b)/n° =	209,03	kN	
	$F_{t,Ed}$ = (M/b)/n° =	2,14	kN	trascurabile

Dimensionamento e verifica della sezione

Si utilizzano **bulloni M24** Classe 8.8 come indicato nelle tavole di progetto capaci di resistere agli sforzi determinati.

Coeff. Sicurezza	γ_{M2} =	1,25	---	
Diametro bullone	d =	2,4	cm	
Diametro foro	d_0 =	2,5	cm	
Area resistente bullone	Ares =	3,80	cm²	(area pari al diametro inferiore)
Spessore piastra	t =	1,50	cm	
Larghezza piastra in dir trazione		20,00	cm	
Area netta piastra	Anet =	15,60	cm²	
Spessore anima/ala tra	s =	1,00	cm	
σ rottura bullone	f_{tb} =	80	kN/cm²	
σ rottura piastra	f_{tk} =	43	kN/cm²	
σ rottura trave	f_u =	43	kN/cm²	(S275)

Geometria del collegamento (Par. 4.2.8.1.1, Tab.4.2.XIII DM 14/01/2008)



	MIN	MAX	ADOTTATO	
	cm	cm	cm	
e1	3	10	3,5	**OK**
e2	3	10	3,5	**OK**
p1	5,5	20	12	**OK**
p1,0	-	20	-	**NO**
p1,i	-	20	-	**NO**
p2	6	20	12	**OK**

L'unione è stata dimensionata rispettando i rapporti geometrici minimi.

Resistenza di calcolo a taglio dei bulloni

$F_{v,Rd}$ = $0,6*f_{tb}*Ares/\gamma_{M2}$ = 145,97 kN

$V_{Ed,i}/F_{v,Rd}$ = 19% **OK**

Resistenza a rifollamento del piatto

α = IIN($e_1/(3*d_0)$;ftb/ftk;1)= 0,47 ---
k = IIN($2,8*e_2/d_0-1,7$;2,5)= 2,22 ---

$F_{b,Rd}$ = $k*\alpha*f_{tk}*d*t/\gamma_{M2}$ = 128,30 kN

Fv,Ed*nv/$Fb_{,Rd}$ = 22% **OK**

Resistenza a trazione degli elementi di connessione

$F_{t,Rd}$ = $0,9*f_{tb}*Ares/\gamma_{M2}$ = 218,96 kN

$N_{Ed,i}/F_{t,Rd}$ = 95% **OK**

Resistenza a trazione del piatto di collegamento

$Nu_{,Rd}$ = $0,9*f_{tk}*Anet/\gamma_{M2}$ = 482,98 kN

$N_{Ed,i}/Nu_{,Rd}$ = 43% **OK**

Resistenza a punzonamento del piatto

$B_{p,Rd}$ = $0,6*\pi*d*t*f_{tk}/\gamma_{M2}$ = 233,43 kN

$N_{Ed,i}/B_{p,Rd}$ = 90% **OK**

Verifica combinata

Resistenza complessiva a taglio	MIN(Fv,Rd; Fb,Rd) =	128,30	kN
Resistenza complessiva a trazione	MIN(Bp,Rd; Ft,Rd) =	218,96	kN

$$\frac{Fv,Ed}{Fv,Rd} + \frac{Ft,Ed}{1,4*Ft,Rd} \leq 1$$

>>>> 0,22 + 0,68 ≤ 1 **OK**

1.3.4. UNIONE BULLONATA COLONNA CONTINUA-TRAVE INTERROTTA

Si esegue il dimensionamento dell'unione colonna-trave principale; si rimanda inoltre agli elaborati grafici allegati per la compiuta individuazione dei vari elementi.

Unione bullonata soggetta a taglio e trazione (momento che genera trazione e compressione)

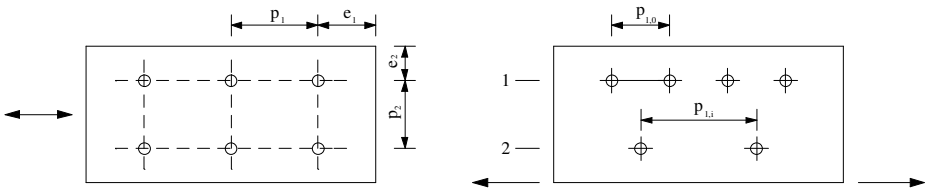
Numero file	4		
Numero bulloni per fila	2	(bulloni che resistono a momento)	
(in condizioni ULTIME)		(rif. Mod. 1410097 r2 INTERVENTO 2)	
Taglio	V_{Ed} =	200,00	kN
Momento flettente	M_{Ed} =	3400,00	kNcm
Braccio	bmax=	35,00	cm
	bmin=	12,00	cm
Piani di contatto	n_V =	1	---
Sforzo di taglio (sul singolo bullone)	$Fv_{,Ed} = V_{Ed}/(n_V*n)$ =	50,00	kN
Sforzo di trazione (per fila di tasselli)	$F_{t,Ed}$ = (M/b)/n° =	48,57	kN

Dimensionamento e verifica della sezione

Si utilizzano **bulloni M24** Classe 8.8 come indicato nelle tavole di progetto capaci di resistere agli sforzi determinati.

Coeff. Sicurezza	γ_{M2} =	1,25	---	
Diametro bullone	d =	2,4	cm	
Diametro foro	d_0 =	2,5	cm	
Area resistente bullone	Ares =	3,80	cm²	(area pari al diametro inferiore)
Spessore piastra	t =	1,50	cm	
Larghezza piastra in dir trazione		20,00	cm	
Area netta piastra	Anet =	15,60	cm²	
Spessore anima/ala tra	s =	1,00	cm	
σ rottura bullone	f_{tb} =	80	kN/cm²	
σ rottura piastra	f_{tk} =	43	kN/cm²	
σ rottura trave	f_u =	43	kN/cm²	(S275)

Geometria del collegamento (Par. 4.2.8.1.1, Tab.4.2.XIII DM 14/01/2008)



	MIN	MAX	ADOTTATO	
	cm	cm	cm	
e1	3	10	3,5	**OK**
e2	3	10	3,5	**OK**
p1	5,5	20	12	**OK**
p1,0	-	20	-	**NO**
p1,i	-	20	-	**NO**
p2	6	20	12	**OK**

L'unione è stata dimensionata rispetta i rapporti geometrici minimi.

Resistenza di calcolo a taglio dei bulloni

$F_{v,Rd}$ =	$0,6*f_{tb}*Ares/\gamma_{M2}$ =	145,97	kN
	$V_{Ed,i}/F_{v,Rd}$ =	34%	**OK**

Resistenza a rifollamento del piatto

α =	$IIN(e_1/(3*d_0);ftb/ftk;1)$=	0,47	---
k =	$IIN(2,8*e_2/d_0-1,7;2,5)$=	2,22	---
$F_{b,Rd}$ =	$k*\alpha*f_{tk}*d*t/\gamma_{M2}$ =	128,30	kN
	$Fv,Ed*nv/Fb_{,Rd}$ =	39%	**OK**

Resistenza a trazione degli elementi di connessione

$F_{t,Rd}$ =	$0,9*f_{tb}*Ares/\gamma_{M2}$ =	218,96	kN
	$N_{Ed,i}/F_{t,Rd}$ =	22%	**OK**

Resistenza a trazione del piatto di collegamento

$Nu_{,Rd}$ =	$0,9*f_{tk}*Anet/\gamma_{M2}$ =	482,98	kN
	$N_{Ed,i}/Nu_{,Rd}$ =	10%	**OK**

Resistenza a punzonamento del piatto

$B_{p,Rd}$ =	$0,6*\pi*d*t*f_{tk}/\gamma_{M2}$ =	233,43	kN
	$N_{Ed,i}/B_{p,Rd}$ =	21%	**OK**

Verifica combinata

Resistenza complessiva a taglio	MIN(Fv,Rd; Fb,Rd) =	128,30	kN
Resistenza complessiva a trazione	MIN(Bp,Rd; Ft,Rd) =	218,96	kN

$$\frac{Fv,Ed}{Fv,Rd} + \frac{Ft,Ed}{1,4*Ft,Rd} \leq 1$$

$$>>>> \quad 0,39 + 0,16 \leq 1 \quad \textbf{OK}$$

1.3.5. UNIONE BULLONATA TRAVE PRINCIPALE-COSCIALE

UNIONE BULLONATA
Soggetta a taglio e trazione (momento che genera trazione e compressione)

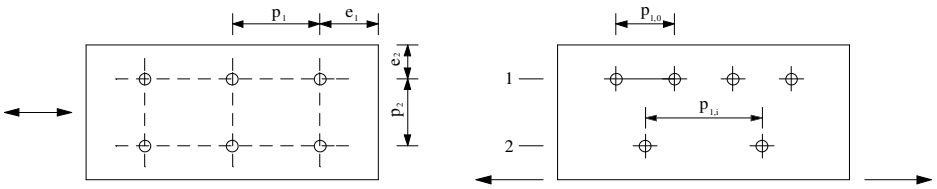
Numero file	2			
Numero bulloni per fila	1			rif.mod. 1410097 r2
Taglio	V_{Ed} =	29,00	kN	(in condizioni ULTIME)
Momento flettente	M_{Ed} =	0,00	kNcm	
Braccio	b=	11,00	cm	
Piani di contatto	n_V =	1	---	
Sforzo di taglio (sul singolo bullone	$Fv_{,Ed}$ = $'_{Ed}/(n_V*n)$ =	14,50	kN	
Sforzo di trazione (per fila di tassel	$F_{t,Ed}$ = (M/b)/n° =	0,00	kN	

Dimensionamento e verifica della sezione

Si utilizzano **bulloni M14** Classe 8.8 come indicato nelle tavole di progetto capaci di resistere agli sforzi determinati.

Coeff. Sicurezza	γ_{M2} =	1,25	---	
Diametro bullone	d =	1,4	cm	
Diametro foro	d_0 =	1,5	cm	
Area resistente bullone	Ares =	1,13	cm²	(area pari al diametro inferiore)
Spessore piastra	t =	1,00	cm	
Larghezza piastra in dir trazione		7,00	cm	
Area netta piastra	Anet =	4,20	cm²	
Spessore anima/ala trave	s =	1,00	cm	
σ rottura bullone	f_{tb} =	80	kN/cm²	
σ rottura piastra	f_{tk} =	43	kN/cm²	
σ rottura trave	f_u =	43	kN/cm²	(S275)

Geometria del collegamento (Par. 4.2.8.1.1, Tab.4.2.XIII DM 14/01/2008)



	MIN	MAX	ADOTTATO	
	cm	cm	cm	
e1	1,8	8	3	**OK**
e2	1,8	8	3	**OK**
p1	3,3	14	4	**OK**
p1,0	-	14	-	**NO**
p1,i	-	20	-	**NO**
p2	3,6	14	4	**OK**

L'unione è stata dimensionata rispettando i rapporti geometrici minimi.

Resistenza di calcolo a taglio dei bulloni

$F_{v,Rd}$ =	$0,6*f_{tb}*Ares/\gamma_{M2}$ =	43,43	kN
	$V_{Ed,i}/F_{v,Rd}$ =	33%	**OK**

Resistenza a rifollamento del piatto

α =	$IIN(e_1/(3*d_0);ftb/ftk;1)$=	0,67	---
k =	$IIN(2,8*e_2/d_0-1,7;2,5)$=	2,50	---
$F_{b,Rd}$ =	$k*\alpha*f_{tk}*d*t/\gamma_{M2}$ =	80,27	kN
	$Fv,Ed*nv/Fb_{,Rd}$ =	18%	**OK**

Resistenza a trazione del piatto di collegamento

$Nu_{,Rd}$ =	$0,9*f_{tk}*Anet/\gamma_{M2}$ =	130,03	kN
	$N_{Ed,i}/Nu_{,Rd}$ =	11%	**OK**

Verifica combinata

Resistenza complessiva a taglio	MIN(Fv,Rd; Fb,Rd) =	43,43	kN
Resistenza complessiva a trazione	MIN(Bp,Rd; Ft,Rd) =	65,14	kN

$$\frac{Fv,Ed}{Fv,Rd} + \frac{Ft,Ed}{1,4*Ft,Rd} \leq 1$$

0,33 + 0,00 ≤ 1 **OK**

1.3.6. UNIONE BULLONATA CONTROVENTI DI PARETE

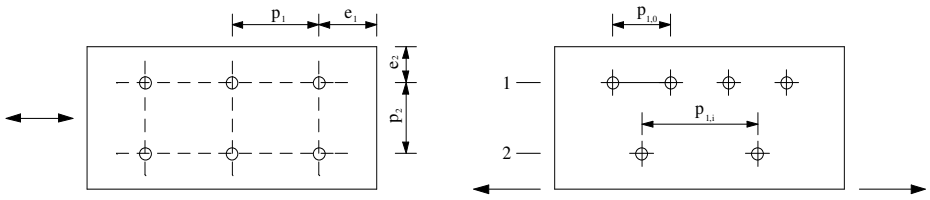
UNIONE BULLONATA
Soggetta a taglio e trazione (in condizioni ULTIME) rif.mod. 1410097 r2

Numero file		2	
Numero bulloni per fila		1	
	N_{Ed} =	0,00	kN
Sforzo assiale (taglio per i bulloni)	V_{Ed} =	55,00	kN
Momento flettente	M_{Ed} =	0,00	kNcm
Braccio	b=	8,00	cm
Piani di contatto	n_V =	1	---
Sforzo di taglio (sul singolo bullone)	$Fv_{,Ed}$ = $'_{Ed}/(n_V*n)$ =	27,50	kN
Sforzo di trazione (per fila di tassel	$F_{t,Ed}$ = (M/b)/n° =	0,00	kN

Dimensionamento e verifica della sezione
Si utilizzano **bulloni M14** Classe 8.8 come indicato nelle tavole di progetto capaci di resistere agli sforzi determinati.

Coeff. Sicurezza	γ_{M2} =	1,25	---	
Diametro bullone	d =	1,4	cm	
Diametro foro	d_0 =	1,5	cm	
Area resistente bullone	Ares =	1,13	cm²	(area pari al diametro inferiore)
Spessore piastra	t =	1,00	cm	
Larghezza piastra in dir trazione		20,00	cm	
Area netta piastra	Anet =	17,20	cm²	
Spessore anima/ala trave	s =	1,00	cm	
σ rottura bullone	f_{tb} =	80	kN/cm²	
σ rottura piastra	f_{tk} =	43	kN/cm²	
σ rottura trave	f_u =	43	kN/cm²	(S275)

Geometria del collegamento (Par. 4.2.8.1.1, Tab.4.2.XIII DM 14/01/2008)



	MIN	MAX	ADOTTATO	
	cm	cm	cm	
e1	1,8	8	3	**OK**
e2	1,8	8	3	**OK**
p1	3,3	14	4	**OK**
p1,0	-	14	-	**NO**
p1,i	-	20	-	**NO**
p2	3,6	14	4	**OK**

L'unione è stata dimensionata rispettando i rapporti geometrici minimi.

Resistenza di calcolo a taglio dei bulloni

$F_{v,Rd}$ = $0,6*f_{tb}*Ares/\gamma_{M2}$ = 43,43 kN

$V_{Ed,i}/F_{v,Rd}$ = 63% **OK**

Resistenza a rifollamento del piatto

α = MIN($e_1/(3*d_0)$;ftb/ftk;1)= 0,67 ---
k = MIN($2,8*e_2/d_0$-1,7;2,5)= 2,50 ---

$F_{b,Rd}$ = $k*\alpha*f_{tk}*d*t/\gamma_{M2}$ = 80,27 kN

Fv,Ed*nv/$Fb_{,Rd}$ = 34% **OK**

Resistenza a trazione degli elementi di connessione

$F_{t,Rd}$ = $0,9*f_{tb}*Ares/\gamma_{M2}$ = 65,14 kN

$N_{Ed,i}/F_{t,Rd}$ = 0% **OK**

Resistenza a trazione del piatto di collegamento

$Nu_{,Rd}$ = $0,9*f_{tk}*Anet/\gamma_{M2}$ = 532,51 kN

$N_{Ed,i}/Nu_{,Rd}$ = 5% **OK**

Resistenza a punzonamento del piatto

$B_{p,Rd}$ = $0,6*\pi*d*t*f_{tk}/\gamma_{M2}$ = 90,78 kN

$N_{Ed,i}/B_{p,Rd}$ = 0% **OK**

Verifica combinata

Resistenza complessiva a taglio MIN(Fv,Rd; Fb,Rd) = 43,43 kN
Resistenza complessiva a trazione MIN(Bp,Rd; Ft,Rd) = 65,14 kN

$$\frac{Fv,Ed}{Fv,Rd} + \frac{Ft,Ed}{1,4*Ft,Rd} \leq 1$$

0,63 + 0,00 ≤ 1 **OK**

1.3.7. UNIONE BULLONATA CONTROVENTI DI PIANO

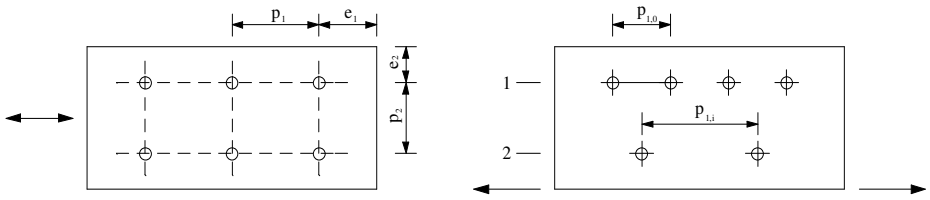
UNIONE BULLONATA
Soggetta a taglio e trazione (in condizioni ULTIME) rif.mod. 1410097 r2

Numero file		2	
Numero bulloni per fila		1	
Sforzo assiale (taglio per i bulloni)	N_{Ed} =	5,00	kN
Taglio	V_{Ed} =	0,00	kN
Momento flettente	M_{Ed} =	0,00	kNcm
Braccio	b=	4,00	cm
Piani di contatto	n_V =	1	---
Sforzo di taglio (sul singolo bullone	$Fv_{,Ed}$ = $'_{Ed}/(n_V*n)$ =	2,50	kN
Sforzo di trazione (per fila di tassel	$F_{t,Ed}$ = (M/b)/n° =	0,00	kN

Dimensionamento e verifica della sezione
Si utilizzano **bulloni M14** Classe 8.8 come indicato nelle tavole di progetto capaci di resistere agli sforzi determinati.

Coeff. Sicurezza	γ_{M2} =	1,25	---	
Diametro bullone	d =	1,4	cm	
Diametro foro	d_0 =	1,5	cm	
Area resistente bullone	Ares =	1,13	cm²	(area pari al diametro inferiore)
Spessore piastra	t =	1,00	cm	
Larghezza piastra in dir trazione		8,00	cm	
Area netta piastra	Anet =	5,20	cm²	
Spessore anima/ala trave	s =	1,00	cm	
σ rottura bullone	f_{tb} =	80	kN/cm²	
σ rottura piastra	f_{tk} =	43	kN/cm²	
σ rottura trave	f_u =	43	kN/cm²	(S275)

Geometria del collegamento (Par. 4.2.8.1.1, Tab.4.2.XIII DM 14/01/2008)



	MIN	MAX	ADOTTATO	
	cm	cm	cm	
e1	1,8	8	3	**OK**
e2	1,8	8	3	**OK**
p1	3,3	14	4	**OK**
p1,0	-	14	-	**NO**
p1,i	-	20	-	**NO**
p2	3,6	14	4	**OK**

L'unione è stata dimensionata rispettando i rapporti geometrici minimi.

Resistenza di calcolo a taglio dei bulloni

$F_{v,Rd}$ = $0,6*f_{tb}*Ares/\gamma_{M2}$ = 43,43 kN

$V_{Ed,i}/F_{v,Rd}$ = 6% **OK**

Resistenza a rifollamento del piatto

α = MIN($e_1/(3*d_0)$;ftb/ftk;1)= 0,67 ---
k = MIN($2,8*e_2/d_0$-1,7;2,5)= 2,50 ---

$F_{b,Rd}$ = $k*\alpha*f_{tk}*d*t/\gamma_{M2}$ = 80,27 kN

Fv,Ed*nv/$Fb_{,Rd}$ = 3% **OK**

Resistenza a trazione degli elementi di connessione

$F_{t,Rd}$ = $0,9*f_{tb}*Ares/\gamma_{M2}$ = 65,14 kN

$N_{Ed,i}/F_{t,Rd}$ = 0% **OK**

Resistenza a trazione del piatto di collegamento

$Nu_{,Rd}$ = $0,9*f_{tk}*Anet/\gamma_{M2}$ = 160,99 kN

$N_{Ed,i}/Nu_{,Rd}$ = 2% **OK**

Resistenza a punzonamento del piatto

$B_{p,Rd}$ = $0,6*\pi*d*t*f_{tk}/\gamma_{M2}$ = 90,78 kN

$N_{Ed,i}/B_{p,Rd}$ = 0% **OK**

Verifica combinata

Resistenza complessiva a taglio MIN(Fv,Rd; Fb,Rd) = 43,43 kN
Resistenza complessiva a trazione MIN(Bp,Rd; Ft,Rd) = 65,14 kN

$$\frac{Fv,Ed}{Fv,Rd} + \frac{Ft,Ed}{1,4*Ft,Rd} \leq 1$$

0,06 + 0,00 ≤ 1 **OK**

1.3.8 UNIONE BULLONATA PARAPETTI - MONTANTI TIPO 1 SU RAMPE SCALA
Soggetta a taglio e trazione (momento che genera trazione e compressione)

Numero file	2
Numero bulloni per fila	2

(in condizioni ULTIME)

Taglio	V_{Ed} =	3,00	kN
Momento flettente	M_{Ed} =	360,00	kNcm
Braccio	b=	6,00	cm
Piani di contatto	n_V =	2	---

Sforzo di taglio (sul singolo bullone)	$Fv_{,Ed} = V_{Ed}/(n_V*n)$ =	0,75	kN
Sforzo di trazione (per fila di tasselli)	$F_{t,Ed}$ = (M/b)/n° =	30,00	kN

Dimensionamento e verifica della sezione

Si utilizzano **bulloni M14 Classe 8.8** come indicato nelle tavole di progetto capaci di resistere agli sforzi determinati.

Coeff. Sicurezza	γ_{M2} =	1,25	---	
Diametro bullone	d =	1,4	cm	
Diametro foro	d_0 =	1,5	cm	
Area resistente bullone	Ares =	1,13	cm²	(area pari al diametro inferiore)
Spessore piastra	t =	0,50	cm	
Larghezza piastra in dir trazione		15,00	cm	
Area netta piastra	Anet =	6,10	cm²	
Spessore anima/ala tra	s =	0,50	cm	
σ rottura bullone	f_{tb} =	80	kN/cm²	
σ rottura piastra	f_{tk} =	43	kN/cm²	
σ rottura trave	f_u =	43	kN/cm²	(S275)

Resistenza di calcolo a taglio dei bulloni

$F_{v,Rd}$ =	$0,6*f_{tb}*Ares/\gamma_{M2}$ =	43,43	kN
	$V_{Ed,i}/F_{v,Rd}$ =	71%	**OK**

Resistenza a rifollamento del piatto

	α = IIN($e_1/(3*d_0)$;ftb/ftk;1)=	0,56	---
	k = IIN($2,8*e_2/d_0$-1,7;2,5)=	2,50	---
$F_{b,Rd}$ =	$k*\alpha*f_{tk}*d*t/\gamma_{M2}$ =	33,44	kN
	$Fv,Ed*nv/Fb_{,Rd}$ =	4%	**OK**

Resistenza a rifollamento dell'anima/ala della trave

α =	MIN(e_1/(3*d_0);ftb/fu;1)=	0,56	---
k =	MIN(2,8*e_2/d_0-1,7;2,5)=	2,50	---
$F_{b,Rd}$ =	k*α*f_u*d*t/γ_{M2} =	33,44	kN
Numero piani di contatto	n_V =	1	---

$F_{V,Ed}/F_{b,Rd}$ = 90% **OK**

Resistenza a trazione degli elementi di connessione

$F_{t,Rd}$ = 0,9*f_{tb}*Ares/γ_{M2} = 65,14 kN

$N_{Ed,i}/F_{t,Rd}$ = 46% **OK**

Resistenza a trazione del piatto di collegamento

$Nu_{,Rd}$ = 0,9*f_{tk}*Anet/γ_{M2} = 188,86 kN

$N_{Ed,i}/Nu_{,Rd}$ = 16% **OK**

Resistenza a punzonamento del piatto

$B_{p,Rd}$ = 0,6*π*d*t*f_{tk}/γ_{M2} = 45,39 kN

$N_{Ed,i}/B_{p,Rd}$ = 66% **OK**

Verifica combinata

Resistenza complessiva a taglio	MIN(Fv,Rd; Fb,Rd) =	33,44	kN
Resistenza complessiva a trazione	MIN(Bp,Rd; Ft,Rd) =	45,39	kN

$$\frac{Fv,Ed}{Fv,Rd} + \frac{Ft,Ed}{1,4*Ft,Rd} \leq 1$$

0,02 + 0,47 ≤ 1 **OK**

1.3.9 UNIONE SALDATA PARAPETTI - MONTANTI TIPO 2
Soggetta a trazione (momento che genera trazione e compressione)

Momento flettente		M_{Ed} =	360,00	kNcm
Braccio		b=	8,00	cm
Sforzo di trazione	$F_{t,Ed}$ =	(M/b) =	45,00	kN
Spessore saldatura		lato	0,70	cm
Altezza di gola		a=	0,49	cm
Numero cordoni		n=	2,00	
Lunghezza cordoni		L=	7,00	cm
Tensione parallela agente		$t_{//}$=	6,49	[kN/cm²]
Acciaio			**S275**	
Tensione di snervamento		fyk=	27,50	[kN/cm²]
Tensione di rottura		ft =	43,00	[kN/cm²]
Modulo elastico		E =	21000,00	[kN/cm²]
Modulo di elasticità trasversale		G =	8076,92	[kN/cm²]
Coefficiente di sicurezza		γm =	1,35	
Coefficiente di correlazione		βw=	0,85	per acciaio S275
Tensione resistente		frd =	37,47	[kN/cm²]
Tensione agente		$t_{//}$=	6,49	[kN/cm²]
Rapporto di resistenza			17%	**OK**

1.4. PARAPETTI E MONTANTI

1.4.1 CORRIMANO

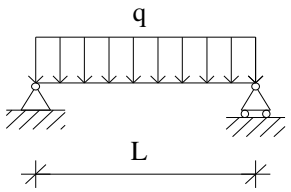
Tale elemento sarà realizzato assieme al parapetto e costituito di vari pezzi da assemblare in opera.

Analisi dei carichi

Carico accid. Orizzontale		a =	**2,00**	kN/m	**CAT C2**
Carico totale distribuito		q =	2,00	kN/m	
		γq=	1,50		
	Fd =	γq*q=	3,00	kN/m	

Caratteristiche della sezione e sollecitazioni (SLU)

Nel calcolo si considera un modello a trave appoggiata



Lunghezza di calcolo		L =	100,00	cm

Appoggio/mezzeria

Sforzo normale		N =	0,00	kN
Sforzo di taglio	= q*L/2	Ve =	1,50	kN
Momento flettente	= $q*L^2/8$	Me =	37,50	kNcm

Dimensionamento della sezione

Si utilizza un **profilo a sezione TONDA** **Ø48,3**

Peso proprio	pp =	**3,27**	kN/m
Diametro esterno	d =	4,83	cm
Spessore	t =	0,29	cm
Area	A =	4,14	cm²
Momento d'inerzia	Jy =	10,70	cm^4
Modulo di resistenza elastico	Wel,y =	4,43	cm³
Modulo di resistenza plastico	Wpl,y =	5,98	cm³
Raggio d'inerzia	i =	1,61	cm

Acciaio **S235**

Tensione di snervamento	fyk=	23,50	kN/cm²
Tensione di rottura	ft =	36,00	kN/cm²
Modulo elastico	E =	21000,00	kN/cm²
Modulo di elasticità trasversale	G =	8076,92	kN/cm²

Classificazione delle sezioni

ε = √(235/fyk) ε = 1,0

- sezione inflessa e/o compressa: coeff. = 50

$d/t \leq 50\varepsilon^2$ d = 4,83
t = 0,29 d/t = 16,66 ≤ 50

Si utilizza un **profilo** classe = **1**

♦ Verifiche di resistenza
Verifica a flessione della sezione

Fattore di combinazione relativo al modello di resistenza adottato γ_{M0} = 1,05

Momento flettente in mezzeria Mrd = fyk*W/γ_{M0} = 133,84 kNcm

Med/Mrd = 28% **OK**

Verifica a taglio della sezione

Per sezioni circolari cave e tubi di spessore uniforme:

Area resistente a taglio Av = 2*A/π = 2,64 cm²

Taglio in appoggio Vrd =Av*fyk/(√3*γ_{M0}) = 34,06 kN

Ved/Vrd = 4% **OK**

♦ Verifica di deformabilità ***(mezzeria)***

Freccia massima f = d_2

d_2 = 0,116 < 0,50 cm
L/d_2 = 862,85 > 200 **OK**

1.4.2 MONTANTI

Tale elemento sarà realizzato assieme al parapetto e costituito di vari pezzi da assemblare in opera, e sarà utilizzato sia nelle rampe che nei pianerottoli e nei ballatoi.

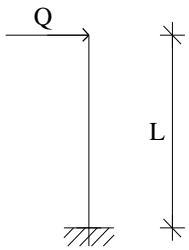
Analisi dei carichi

Ceofficiente di combinazione	γq=	1,50	
Carico acc. orizz. concentrato da corrimano	γq*a*i =	3,00	kN
Carico totale concentrato di calcolo	γq*Q =	3,00	kN

Nota: il carico da corrimano si adotta già amplificato dai coefficienti di combinazione

Caratteristiche della sezione e sollecitazioni (SLU)

Nel calcolo si considera un modello a mensola



Lunghezza di calcolo	L =	120,00	cm
Interasse massimo	i =	100,00	cm

Incastro

Sforzo normale		Ns =	0,00	kN
Sforzo di taglio	= Q	Vs =	3,00	kN
Momento flettente	= Q*L	Ms=	360,00	kNcm

<u>Dimensionamento della sezione</u>

Si utilizza un **profilo singolo a sezione QUADRA**

profilo	1x	**60x5**		
Altezza		6,00	cm	
Larghezza		6,00	cm	
Spessore ala	tf =	0,50	cm	
Spessore anima	tw =	0,50	cm	
Raggio di raccordo	r =	1,00	cm	
Area	A =	10,40	cm^2	
Momento d'inerzia	J =	50,50	cm^4	
Modulo di resistenza el	Wel =	16,80	cm^3	
Modulo di resistenza pl	Wpl =	20,90	cm^3	
	fyk=	27,50	kN/cm^2	**S275**

<u>Classificazione delle sezioni</u>

$\varepsilon = \sqrt{(235/fyk)}$ ε = 0,92

- piattabande esterne soggette a compressione: cpe. = 9

c/t ≤ cpeε	c =	1,75					
	t =	0,50	c/t =	3,50	<	8,32	**OK**

- parti interne soggette a compressione: cpi. = 72

c/t ≤ cpiε	c=	3,00					
	t=	0,50	c/t =	6,00	<	66,56	**OK**

Si utilizza un **profilo** classe = **1**

♦ **Verifiche di resistenza**

Verifica a flessione della sezione ***(incastro)***

Fattore parziale globale relativo al modello di resistenza adottato γ_{M0} = 1,05

Momento flettente ***(base)*** Mrd = fyk*Wel/γ_{M0} = 440 > Med kNcm

Med/Mrd = 82% **OK**

Verifica a taglio della sezione

Per sezioni circolari cave e tubi di spessore uniforme:

Area resistente a taglio Av = 2*A/π = 6,62 cm²

Taglio in appoggio Vrd =Av*fyk/(√3*γ_{M0}) = 100,11 kN

Ved/Vrd = 3% **OK**

Verifica a taglio della sezione

Per profili rettangolari cavi di spessore uniforme:

Area resistente a taglio Av = A*h/(b+h) = 5,2 cm²

Taglio Vrd =Av*fyk/(√3*γ_{M0}) = 78,63 kN

Ved/Vrd = 4% **OK**

Verifica di deformabilità

Freccia massima f = d_2

d_2 =	1,09	<	1,2	
L/d_2 =	220,94	>	200	**OK**

1.5. VERIFICHE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI IN TERMINI DI CONTENIMENTO DEL DANNO AGLI ELEMENTI NON STRUTTURALI

1.5.1 STATO LIMITE DI DANNO (par. 7.3.7.2) - SLD -

Gli spostamenti allo SLD sono stati determinati tramite analisi sismica con spettro SLD. Si è proceduto al calcolo degli spostamenti per il modello nel piano x-y del sistema di riferimento principale allegato alla presente relazione. Dai risultati degli spostamenti derivanti dal modello spaziale adottato si determina lo spostamento massimo Dr di interpiano valutato in sommità.

In relazione alla presenza di azione sismica di progetto relativa allo SLD rif.mod. 1410097 r2
per
b) per tamponamenti progettati in modo da non subire danni a seguito di spostamenti di interpiano drp, per effetto della loro deformabilità intrinseca ovvero dei collegamenti alla struttura

Spostamento massimo di interpiano
Indicati con H i suddetti interpiani. H= 375 cm

Si verifica che Dr = **1,48** < 0,01*H= **3,75** cm **OK**
rif.mod. 1410097 r2

1.5.2 STATO LIMITE DI IMMEDIATA OPERATIVITA' (par. 7.3.7.2) - SLO -

Per le costruzioni ricadenti in classe d'uso III e IV si deve verificare che l'azione sismica di progetto non produca danni agli elementi costruttivi senza funzione strutturale tali da rendere temporaneamente non operativa la costruzione.

Nel caso in oggetto, tuttavia, non si ha la presenza di elementi senza funzione strutturale; si ritiene dunque che tale verifica sia superflua.

1.6. DISTANZA TRA COSTRUZIONI CONTIGUE (par. 7.2.2 DM 14/01/2008)

Come stabilito al par. 7.2.2 del DM 14/01/2008, la distanza fra costruzioni contigue "deve essere tale da evitare fenomeni di martellamento e comunque non può essere inferiore alla somma degli spostamenti massimi determinati per lo SLV, calcolati per ciascuna costruzione"

La scala in oggetto verrà realizzata in un contesto già edificato, inserendosi all'interno di un cavedio esistente ed in prossimità delle facciate del complesso universitario.

Le nuove opere sono state dunque progettate come completamente autonome dai manufatti esistenti e sono inoltre stati previsti opportuni giunti strutturali in considerazione delle valutazioni sottoriportate.

La distanza tra due punti che si fronteggiano non deve essere inferiore a: Dmin=H/100*ag*S/(0,5*g)

PGA SLV		**ag_{SLV}=**	0,096	g
Categoria suolo			**C**	
Coeff. Topografico	S =	Ss*St =	1,50	
H(dal piano di fondazione)=			13,00	m
Dmin=			**3,76**	cm

SPOSTAMENTO MASSIMO SCALA - LIVELLO ULTIMO SBARCO DETERMINATO ANALITICAMENTE PER LO SLV:

max spostamento di progetto	d =	**4,95**	cm	rif.mod. 1410097 r2
fattore di struttura	q =	**2**	-	
max spostamento normalizzato	D_{SLV} =	**9,90**	cm	1

SPOSTAMENTO MASSIMO EDIFICI ESISTENTI (SLV):

Spostamento massimo di una costruzione non isolata	**D = H/100*ag*S/(0,5*g) =**	**3,76**	cm	2

sommando i due spostamenti si ricava: 1+2= **13,66** cm

si assume giunto sismico pari a **15** cm

SPOSTAMENTO MASSIMO SCALA - LIVELLO SBARCO PIANO SECONDO DETERMINATO ANALITICAMENTE PER LO SLV:

H(dal piano di fondazione) 8,10 m

max spostamento di progetto	d =	**2,00**	cm	rif.mod. 1410097 r2
fattore di struttura	q =	**2**	-	
max spostamento normalizzato	D_{SLV} =	**4**	cm	1

SPOSTAMENTO MASSIMO EDIFICI ESISTENTI (SLV):

Spostamento massimo di una costruzione non isolata	**D = H/100*ag*S/(0,5*g) =**	**2,34**	cm	2

sommando i due spostamenti si ricava: 1+2= **6,34** cm

si assume giunto sismico pari a **7,5** cm

Per tutte le strutture in oggetto sono stati quindi adottati **giunti strutturali** realizzati per mezzo di appositi elementi strutturali, per i particolari dei quali si rimanda agli elaborati grafici allegati.

Si prevede inoltre la demolizione di elementi architettonici quali cornicioni, fasce marcapiano ecc., che dovessero impedire di ottenere l'idonea larghezza dei giunti strutturali alle varie quote. Si precisa comunque che tali interventi di demolizione riguarderanno elementi secondari non direttamente a vista.

La verifica è pertanto soddisfatta e tale assunzione consente di verificare le strutture in elevazione della scala come indipendente dagli edifici esistenti, come rappresentato in relazione.

2. INTERVENTI DI ADEGUAMENTO BAGNI A PIANO TERRA

L'intervento consiste nella demolizione dell'attuale parete dei bagni pubblici a piano terra, con realizzazione di un architrave in putrelle metalliche con sottostante parete in muratura su fondazione superficiale a trave rovescia.

Agli architravi metallici viene assegnata l'intera funzione portante delle strutture superiori (solaio d'interpiano, parete muraria, solaio di copertura)

Non essendo nota, alla data di redazione della presente, l'orditura dei solai del fabbricato esistente, si suppone a favore di sicurezza che entrambi (d'interpiano e di copertura) gravino sul nuovo architrave.

2.1. ARCHITRAVE METALLICO

Analisi dei carichi

Lunghezza travi	L =	483	cm	
Interasse di carico	L =	285	cm	
Carichi uniformemente distribuiti				
Permanenti				
Permanente copertura		4,40	kN/m²	
Permanente piano primo		4,87	kN/m²	
Carichi vari e arrotondamenti		0,00	kN/m²	
Totale carico permanente	g =	9,27	kN/m²	
Accidentali				
Neve		0,80	kN/m²	
Destinazione d'uso		2,00	kN/m²	CAT.B1 uffici non aperti al pubblico
Carichi vari e arrotondamenti		0,00	kN/m²	
Totale carico accidentale	q =	2,80	kN/m²	
Interasse di carico q distribuito	l =	2,85	m	
Carichi linearmente distribuiti				
Permanenti				
Peso proprio trave		0,61	kN/m	
Carico da muro portante H=4,3 m		16,13	kN/m	
Carichi vari e arrotondamenti		0,00	kN/m	
Totale carico permanente	g =	16,74	kN/m	
Accidentali				
Carichi vari e arrotondamenti		0,00	kN/m	
Totale carico accidentale	q =	0,00	kN/m	

Carico permanente totale	G_1 =	43,16	kN/m
Carico permanente non strutturale totale	G_2 =	0,00	kN/m
Pretensione e precompressione	P =	0,00	kN/m
Carico accidentale totale	Q =	7,98	kN/m
Carico Totale	**P_{TOT} =**	**51,14**	**kN/m**

Coefficienti di combinazione

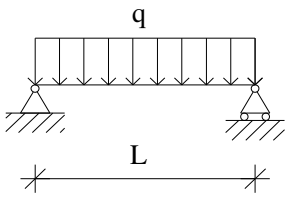
γg 1,3 γq 1,5

Carichi in combinazione

Permanente di calcolo	56,10	kN/m
Accidentale di calcolo	11,97	kN/m
Azione di calcolo totale **Fd =**	**68,07**	**kN/m**

Caratteristiche della sezione e sollecitazioni

Nel calcolo si considera un modello a trave appoggiata



Lunghezza di calcolo	L =	483	cm
Interasse travi	i =	285	cm

Sollecitazioni agenti allo SLU

Appoggio/mezzeria

Sforzo normale		Ned =	0,00	kN
Sforzo di taglio =	Fd*L/2+Pd/2	Ted =	164,40	kN
Momento flettente =	$Fd*L^2/8+Pd*L/4$	Med =	19851,34	kNcm

Dimensionamento della sezione

Si utilizza una coppia di putrelle HE 200 B affiancate:

profilo		**2x HE 200 B**		
Altezza		20,00	cm	
Larghezza		20,00	cm	
Spessore ala	tf =	1,50	cm	
Spessore anima	tw =	0,90	cm	
Raggio di raccordo	r =	1,80	cm	
Area	A =	78,08	cm^2	
Momento d'inerzia	J =	5696	cm^4	
Modulo di resistenza el	Wel =	570	cm^3	
Modulo di resistenza pl	Wpl =	643	cm^3	
	fyk=	27,50	kN/cm^2	**S275**

Classificazione delle sezioni

$\varepsilon = \sqrt{(235/fyk)}$ ε = 0,92

- piattabande esterne soggette a compressione: cpe. = 9

c/t ≤ cpeε	c =	7,75					
	t =	1,50	c/t =	5,17	<	8,32	**OK**

- parti interne soggette a compressione: cpi. = 72

c/t ≤ cpiε c= 13,40
t= 0,90 c/t = 14,89 < 66,56 **OK**

Si utilizza un **profilo** classe = **1**

Verifica della sezione

Fattore parziale globale relativo al modello di resistenza adottato γ_{M0} = 1,05

Momento flettente ***(mezzeria)*** Mrd = fyk*(2*Wpl)/γ_{M0} = 33657 > Med kNcm

Med/Mrd = 59% **OK**

per profilati a I o H caricati nel piano dell'anima
Area resistente a taglio Av = A–2*b*tf+(tw+2*r)*tf = 24,83 cm²

Taglio ***(appoggio)*** Trd = (fyk/3^½)*(2*Av)/γ_M = 751 > Ted kN

Ted/Trd = 22% **OK**

Verifica di deformabilità ***(mezzeria)***

Freccia massima f = d_1 + d_2

d_1 = 1,51 cm
d_2 = 0,24 cm

f = 1,75 < 1,932 cm
L/f = 275,83 > 250 **OK**

d_2 = 0,24 < 1,61 cm
L/d_2 = 2043,38 > 300 **OK**

Il nuovo architrave verrà insallato in tasche appositamente realizzate nella muratura esistente.
Si prescrive il rinforzo delle pareti su cui va a gravare il nuovo architrave con iniezioni di miscele consolidanti.

2.2. PARETE BAGNI

Trattasi di un pannello murario con spessore pari a circa 25 cm costituito da mattoni in laterizio pieni di "categoria II" posati con malta tipo M5. Tale parete non risulta gravata dai carichi soprastanti in quanto affidati interamente agli architravi metallici; a favore si sicurezza, si assegna comunque una quota parte del carico da solai (50%).

La parete presenta inoltre cordoli intermedi in c.a. in presenza delle forometrie.

A) VERIFICA STATICA

Analisi dei carichi

	Gk (kN/m²)	Qk (kN/m²)	P slu (kN/m²)	coefficienti SLU
Copertura	2,20	0,40	3,16	γg = 1,3
Controsoffitto	0,00	0,00	0,00	γq = 1,5
Solaio PT	2,44	1,00	4,67	ψo neve = 0,5

Muratura in mattoni pieni	18,00	kN/m³
Muratura in mattoni semipieni	11,00	kN/m³
Muratura in calcestruzzo	24,00	kN/m³
Percentuale piena escluse apertur	100%	

Caratteristiche muratura

				fbk	7,5
Resistenza media	fk =	0,410	kN/cm²	malta	M5
Coefficiente di sicurezza	γm =	3,00		Categoria	2
Tensione ammissibile muratura	fd = fk/γm =	**0,137**	kN/cm²	Classe	2

Spessore muratura	t =	30	cm
Altezza interna di piano	h =	450	cm
Fattore di vincolo irrigidimenti	ρ =	1,00	Tab.4.5.IV DM 14/01/2008

Lunghezza libera d'inflessione	ho =	h*ρ =	450	cm	
Snellezza muratura	λ =	ho/t =	**15,000**	≤ 20	**OK**

Carichi - eccentricità

		lunghezza influenza	appoggio spessore	altezza	carico N slu	ecc.-carico	N*d
copertura		2,85	0,15		9,01	10,00	90,06
controsoffitto		0,00	0		0,00	15,00	0,00
solaio PT		2,85	0,15		13,30	10,00	132,97
muro sovrastante		1,00	0,3	4,75	33,35	0,00	0,00
muro	superiore	0,00	0,3	4,50	0,00	0,00	0,00
	centrale	0,50	0,3	4,50	15,80	0,00	0,00
	inferiore	1,00	0,3	4,50	31,59	0,00	0,00

Carico da vento		0,00	kN/m²
Momento dovuto al vento	Mv =	0	kNcm
Carico totale solai	N2 =	22,30	kN

Carico totale muri	superiore	N1s =	33,35	kN
	centrale	N1c =	49,14	kN
	inferiore	N1i =	64,94	kN
Eccentricità di esecuzione		ea = h/200 =	**2,25**	cm
Eccentricità di carico		es =es1+es2		(cm)
		es1 = N1*d1/(N1+N2)		(cm)
		es2 =N2*d2/(N1+N2)		(cm)

Eccentricità da vento	ev = Mv/(N1+N2) =	0,00	cm
Eccentricità estremi	e1 = |es|+ea		(cm)
Eccentricità mezzeria	e2 = e1/2+|ev|		(cm)

	muri es1	solai es2	verifica < 0,33*t =	globale es	estermi e1	centrale e2
superiore	0,00	4,01	9,9	4,01	**6,26**	
centrale	0,00	3,12	9,9	3,12	5,37	**2,69**
inferiore	0,00	2,56	9,9	2,56	**4,81**	

Verifica

Coefficiente di eccentricità	m = 6*e/t < 2		**OK**
Coefficiente di riduzione	ø	interpolazione lineare tabella 4.5.III N.T.C.	
Resistenza unitaria di prog. Ridotta	fdr = ø*fd		(kN/cm²)
Azione unitaria di prog.	fed = (N1+N2)/A		(kN/cm²)

	λ	m	**ø**	**frd**	**fed**	verifica	fed/frd
superiore	15	1,25	**0,245**	**0,033**	**0,019**	**OK**	56%
centrale	15	0,54	**0,468**	**0,064**	**0,024**	**OK**	37%
inferiore	15	0,96	**0,332**	**0,045**	**0,029**	**OK**	64%

Valori del coefficiente ø come da tabella 4.5.III N.T.C.

	m = 6*e/t					nterpolazione linear	
λ	**0**	**0,5**	**1**	**1,5**	**2**		
0	1,00	0,74	0,59	0,44	0,33	0,320	0,170
5	0,97	0,71	0,55	0,39	0,27	0,480	0,320
10	0,86	0,61	0,45	0,27	0,16	0,480	0,320
15	0,69	0,48	0,32	0,17			
20	0,53	0,36	0,23				

Vengono inoltre inseriti dei cordoli intermedi in corrispondenza delle finestre (vedasi elaborati grafici allegati).

PRESSOFLESSIONE FUORI DAL PIANO PER AZIONE SISMICA
(par. 7.2.3 e 7.8.1.5 NTC 2008 e C.7.8.1.5.4 circolare n°617/2009)

Si tratta di una verifica locale, eseguita con analisi lineare statica sui pannelli murari, che può essere effettuata separatamente dall'analisi globale, adottando le forze equivalenti indicate per gli elementi non strutturali, e assumendo un fattore di struttura **qa=3.**

L'effetto dell'azione sismica potrà essere valutato considerando un sistema di forze orizzontali distribuite, proporzionale alle masse delle pareti, secondo la relazione seguente:

pa = Wa*Sa/qa = **0,96** kN/m/m

dove:

Wa peso della parete per metro d'altezza relativo ad una larghezza unitaria

Wa = γ*s = 5,40 kN/m/m

qa fattore di struttura dell'elemento, pari a 3 per elementi strutturali e pari a 2 o 1 per elementi secondari

Sa coefficiente sismico da applicare

Sa = ag*S/g*(3*(1+Z/H)/(1+(1-Ta/T1)^2)-0,5) = 0,53 > ag*S/g = 0,14

dove:

S cofficiente che tiene conto della categoria del sottosuolo e delle condizioni topografiche

ag/g rapporto tra accelerazione massima al suolo e l'accelerazione di gravità

Z quota del baricentro dell'elemento

H altezza della costruzione a partire da piano di fondazione

Ta primo periodo di vibrazione dell'elemento

T1 primo periodo di vibrazione della struttura

Ta = 2π*(m/k)^0,5 = 2π*(5*h^3*γ*s*h/10/(384*E*J))^0,5 = 0,1256 s

T1 = C1*H^3/4 = 0,1545 s

h altezza elemento murario

m massa elemento murario

γ peso specifico muratura

E Modulo elastico muratura fessurato

s spessore elemento murario

C1 coefficiente relativo alla tipologia strutturale

S = 1,50 C1 = 0,05

(S coefficiente che tiene conto della categoria di suolo e delle condizioni topografiche)

ag = 0,96 m/s² h = 4,00 m (porzione libera)

(accelerazione massima del terreno su suolo A per ogni stato limite in esame)

qa = **3** γ = 18 kN/m³

Z = 2,00 m E = 2000000 kN/m²

H = 4,50 m s = 0,30 m

Verifica a pressoflessione fuori dal piano

La verifica a pressoflessione si effettua confrontando il momento agente di calcolo con il momento ultimo resistente, calcolato assumendo la muratura non reagente a trazione ed un'apposita distribuzione non lineare delle compressioni.

$$Msd < Mrd$$

Per sezioni rettangolari il momento ultimo può essere calcolato come

$$Mu = (L*s^2*\sigma o/2)*(1-\sigma o/(0,85*fd))$$

L	larghezza elemento murario da verificare
s	spessore elemento murario da verificare
σo	tensione normale media riferita all'area totale della sezione
N	carichi verticali agenti da metà muratura in su
fd	resistenza a compressione di calcolo della muratura
fk	resistenza a compressione caratteristica della muratura
γM	coefficiente di sicurezza della muratura

$\sigma o = N/(L*s)$ $\quad$ $fd = fk/\gamma M =$

A favore della sicurezza si effettua la verifica sulle pareti più scariche per sforzo assiale, quindi con Mrd minore, e con valore maggiore dell'azione sismica, quindi Sa e relativo Msd maggiori; risultano quindi più onerose le verifiche ai piani più alti.

fk =	4100	kN/m²
γM =	3	
fd =	**1367**	kN/m²

Parete	L	s	Nsd	so	Mrd	Msd	Verifica
1	1,00	0,30	21,60	72,00	3,04	1,92	**OK**

La verifica risulta soddisfatta.

2.3. FONDAZIONI SUPERFICIALI

Le fondazioni superficiali, secondo par. 7.2.5 delle NTC 2008, sono progettate per rimanere in campo elastico. Non sono quindi necessarie armature specifiche per ottenere un comportamento duttile.

Le travi di fondazione in c.a. devono avere armature longitudinali in percentuale non inferiore allo 0,2% sia inferiormente che superiormente per l'intera lunghezza.

Altezza totale sezione	H =	30	cm
Base superiore sezione	B =	80	cm
h batolo di base	hbatolo=	0	cm
Base inferiore sezione	b =	80	cm
Lunghezza fondazione	L=	460	cm

Tensione sul terreno

Analisi dei carichi ***(alla base della fondazione)***

carichi permanenti

Peso proprio trave rovescia		p.p. =	27,60	kN
Sovraccarico su piano terra (kN/m²	1,5	p.s. =	6	kN
Riempimento in ghiaia h (m)=	0,4		29	kN
Carico trasmesso dai solai		p.p. = =		kN
Carico da muratura Pt Hmedio=	4,8	p.m.=	56	kN
Carichi vari e arrotondamenti		c.v. =	0	kN
		Gperm=	119	kN

carichi accidentali

Carico accid	luce=	0,00	qsol=	0,0	kN
Carichi vari e arrotondamenti			c.v. =	0,0	kN
			Qacc=	0,0	kN

SLE

Carico totale	NG+NQ =	119	kN
Carico totale al netto dei carichi diretti	N =	56	kN

Calcolo combinazioni allo stato limite ultimo (SLU)

Coefficiente carichi permanenti	γ_g =	**1,3**	(sfavorevole)
Coefficiente carichi variabili	γ_q =	**1,5**	

SLU

Carico totale	NG+NQ =	177	kN
Carico totale al netto dei carichi diretti	N =	95	kN

Caratteristiche e sollecitazione sul terreno

Per il calcolo delle tensioni sul terreno considero il carico centrato.

Area	A =	36800	cm²
Lunghezza di influenza solaio	L=	0,00	m
Fattore di riduzione	γ=	1,00	

SLE

Tensione sul terreno	σt_{max} =	0,0032	kN/cm²	<σeserc
tensione sul terreno al netto dei carichi diretti	σt_{max} =	0,00153	kN/cm²	

SLU

Tensione sul terreno	σt_{max} =	0,0048	kN/cm²	<σlim
tensione sul terreno al netto dei carichi diretti	σt_{max} =	0,00259	kN/cm²	

VERIFICA FONDAZIONE

Si realizzerà una trave di fondazione che scarica al terreno i carichi trasmessi dalla struttura a telaio. Viene eseguita la verifica su una campata tipo nelle zone più sollecitate in mezzeria e agli appoggi.

Armatura minima da regolamento (paragrafo 7.2.5 NTC)

							cm²
As appoggi=	0.2%b*h	bcomp app=	80	4,80	minima	**5ø16**	10
As campata=	0.2%b*h	bcomp camp=	80	4,80	minima	**5ø16**	10
					(con sovrapposizioni)		

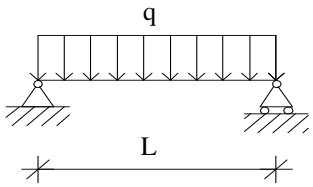
Schema di trave su due appoggi

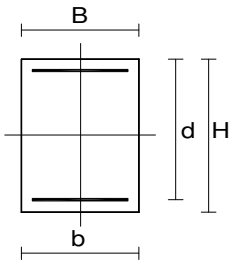
♦ Caratteristiche dei materiali

CLS 25/30			
Densità	δ =	25,00	kN/m³
Coefficiente parziale di sicurezza	γ_C =	1,50	---
Coefficiente riduttivo	α_{cc} =	0,85	---
Resistenza cubica caratteristica	R_{ck} =	30,00	MPa
Resistenza cilindrica caratteristica	f_{ck} =	24,90	MPa
Modulo di elasticità	E_c =	31447,16	MPa
Resistenza a compressione	f_d =	16,60	MPa
Resistenza di calcolo a compressione	f_{cd} =	14,11	MPa
Resistenza media a trazione	f_{ctm} =	2,56	MPa
Resistenza caratteristica a trazione	f_{ctk} =	1,79	MPa
Resistenza di calcolo a trazione	f_{ctd} =	1,19	MPa
Deformazione ultima	ε_{cu} =	0,35%	---
Deformazione ultima per compressione unifor	ε_{c2} =	0,20%	---

ACCIAIO B450C			
Densità	δ =	78,50	kN/m³
Coefficiente parziale di sicurezza	γ_S =	1,15	---
Tensione caratteristica di snervamento	f_{yk} =	450,00	MPa
Modulo di elasticità	E_s =	206000,00	MPa
Tensione di snervamento di calcolo	f_{yd} =	391,30	MPa
Deformazione a snervamento	ε_{yd} =	0,19%	---

♦ **Schema statico e caratteristiche delle sezioni**





Interasse max pilastri	L =	460,00	cm
Altezza totale sezione	H =	30,00	cm
Altezza utile sezione	d =	26,00	cm
Bordo superiore sezione	B =	80,00	cm
Bordo inferiore sezione	b =	80,00	cm

♦ **Analisi dei carichi**

Carico a metro lineare	**q=**	**12,21**	**kN/m**	**(SLE)**
Carico a metro lineare	**q=**	**20,72**	**kN/m**	**(SLU)**

Si riporta la verifica allo stato limite ultimo.

♦ **Combinazioni di carico**

Si considerano i coefficienti parziali per le azioni e i coefficienti di combinazione delle azioni definiti nelle tab. 2.5.I e 2.6.I DM 14/01/2008; a favore di sicurezza si considererà il contributo di tutte le azioni agenti come sfavorevole.

SLU - Combinazione fondamentale

$$F_d = \gamma_1 \cdot G_1 + \gamma_2 \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Qk_3 + ...$$

Nel caso in esame si sono considerati i seguenti coefficienti di combinazione y_{ij}, ottenendo i paramentri della sollecitazione sotto riportati:

Carichi permanenti	γ_{G1} =	1,3
Carichi permanenti non strutturali	γ_{G2} =	1,5
Carichi accidentali	γ_{Qi} =	1,5
Precompressione	γ_P =	1,0

Uso residenziale	ψ_{01}	-
	ψ_{02}	0,0
	ψ_{03}	0,0

Sollecitazioni di Calcolo	***udm***	***Appoggio***	***Campata***	***Appoggio***
M_{Ed}	kNcm	1826,79	5480,36	1826,79
V_{Ed} sx	kN	-	-	47,66
V_{Ed} dx	kN	47,66	-	-

♦ Dimensionamento delle sezioni

Per il dimensionamento delle armature longitudinali si utilizza la formula approssimata:

$$A's = M_{Ed\ SLU}/(0,9*d*f_{yd}),$$

dove M_{Ed} SLU è il momento di calcolo allo Stato Limite Ultimo, considerato in quanto il più gravoso tra le varie combinazioni di carico analizzate; f_{yd} è la tensione di snervamento di calcolo dell'acciaio; il prodotto 0,9*d rappresenta il braccio delle forze interne, nell'ipotesi di sezione reagente tra campo 2 e campo 3.

Il dimensionamento dell'armatura a taglio si basa sulle formule (par. 4.1.6.1 DM 14/01/2008):

Passo staffe massimo	$s_{max} \leq 0,8 \cdot d$	cm
Area staffe minima	$A'st = 1,5 \cdot b \cdot 10 \cdot (10^{-2})$	cm²/m

Parametri Armatura	***udm***	***Appoggio dx***	***Campata***	***Appoggio sx***
A's	cm²	2,00	5,99	2,00
ferri	cm²	**5ø16**	**5ø16**	**5ø16**
Asl_{inf}	cm²	10,05	10,05	10,05
s_{max}	cm	20,8	20,8	20,8
$A'st_{min\ TOT}$	cm²/m	12,00		12,00
passo staffe	cm	20		20
n bracci	---	2		2
Ø staffe	mm	10		10
A_{st} • n bracci	cm²	1,57		1,57
Ast_{TOT}	cm²/m	7,85		7,85

♦ Verifica allo stato limite ultimo

Si riporta per facilità di lettura la tabella delle sollecitazioni di calcolo allo Stato Limite Ultimo:

Sollecitazioni di Calcolo	***udm***	***Appoggio***	***Campata***	***Appoggio***
M_{Ed}	kNcm	1826,79	5480,36	1826,79
V_{Ed} sx	kN	-	-	47,66
V_{Ed} dx	kN	47,66	-	-

Le verifiche si ritengono soddisfatte se:

Resistenza flessionale	M_{Rd}	≥	M_{Ed}
Resistenza a taglio	V_{Rd}	≥	V_{Ed}

Ampiezza base compressa	b_w		cm
Altezza utile sezione	d		cm
Area armatura longitudinale	A_{sl}		cm²
Posizione asse neutro	y =	$A_{sl} * f_{yd} / 0,8 * b_w * f_{cd}$	cm
Rapporto y/d	ξ =	y/d	---

Rapporto d'armatura	ω_s =	$A_{sl}*f_{yd} / b_w*d*f_{cd}$	---
Braccio della coppia interna	z =	d - (y/2)	cm
Percentuale d'armatura $\rho_l \leq 0,02$	ρ_l =	A_{sl} / b_w*d	---
Coefficiente $k \leq 2$	k =	$1 + (200/d)^{1/2}$	---
ν_{min}	ν_{min} =	$0,035 * k^{3/2} * f_{ck}^{1/2}$	MPa
σ media di compressione ≤ 0,2 f_{cd}	σ_{cp} =	N_{ed}/A_c	kN/cm²
Inclinazione staffe tese	α		°
Inclinazione bielle compresse	θ		°

Parametri della sezione	***udm***	***Appoggio***	***Campata***	***Appoggio***
b_w	cm	80,00	80,00	80,00
y	cm	4,35	4,35	4,35
ω_s	---	0,13	0,13	0,13
z	cm	24,26	24,26	24,26
ρ_l	---	0,005	0,005	0,005
k	---	1,88	1,88	1,88
ν_{min}	MPa	0,45	0,45	0,45
σ_{cp}	kN/cm²	0,00	0,00	0,00
Taglio di riferimento	kN/cm²	93,42	93,42	93,42
Taglio resistente	kN/cm²	49,83	49,83	49,83

Resistenza di calcolo a sollecitazione flettente e rapporto di resistenza della sezione:

Resistenza di calcolo e rapporto di resistenza	***udm***	***Appoggio***	***Campata***	***Appoggio***
M_{Rd}	kNcm	9539,74	9539,74	9539,74
M_{Ed}/M_{Rd}	---	19%	57%	19%
Verifica		**OK**	**OK**	**OK**

Resistenza di calcolo a taglio per elementi privi di armature a taglio:

Resistenza di calcolo e rapporto di resistenza	***udm***	***Appoggio***	***Campata***	***Appoggio***
V_{Rd1}	kN	93,42		93,42
V_{Ed}/V_{Rd1}	---	51%		51%
Verifica		**OK**		**OK**

3. INTERVENTI IN COPERTURA - PIANO SECONDO

In corrispondenza dello sbarco della scala principale a piano secondo, si hanno una serie di interventi collaterali che possono così riassumersi:

1) Formazione di percorso di esodo esterno in carpenteria metallica, con travi principali fissate in corrispondenza delle murature portanti del fabbricato esistente sottostante, su cui poggia l'orditura secondaria di putrelle in acciaio ed il grigliato di calpestio;
2) Demolizione di porzione di copertura piana esistente, con formazione di nuova rampa di raccordo tra il piano di calpestio interno e percorso di esodo esterno; la nuova rampa viene realizzata con un solaio in latero-cemento su travi di bordo in c.a..

Si riportano le verifiche dei vari elementi strutturali previsti.

3.1. PUTRELLE METALLICHE DI COPERTURA

3.1.1. TRAVI PRINCIPALI

Si tratta di putrelle tipo HE200A, in appoggio sulle murature portanti del fabbricato esistente.

Lunghezza travi	L =	630	cm
Area di carico	A =	4,65	m²

Analisi dei carichi

Carichi su superficie

Carico permanente portato	p =	1,50	kN/m^2
Carico accidentale	q =	4,00	kN/m^2

Carichi concentrati

Carico permanente portato		6,98	kN
Carico accidentale		18,60	kN

Carichi equivalenti a metro lineare

Peso proprio profilo		0,42	kN/m
Carico permanente portato		1,11	kN/m
Carico accidentale		2,95	kN/m
Carico totale distribuito	q =	4,48	kN/m

Coefficienti di combinazione γg 1,3 γq 1,5

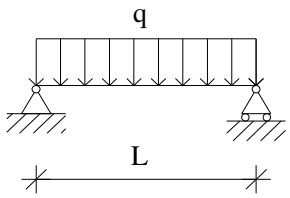
Carichi in combinazione

Permanente di calcolo		1,99	kN/m
Accidentale di calcolo		4,43	kN/m

Azione di calcolo totale **Fd = 6,42 kN/m**

Caratteristiche della sezione e sollecitazioni

Nel calcolo si considera un modello a trave appoggiata



Lunghezza di calcolo L = 630 cm

Sollecitazioni agenti allo SLU

Appoggio/mezzeria

Sforzo normale		Ned =	0,00	kN
Sforzo di taglio =	Fd*L/2+Pd/2	Ted =	20,21	kN
Momento flettente =	$Fd*L^2/8+Pd*L/4$	Med =	3183,74	kNcm

Dimensionamento della sezione

profilo		**HE 200 A**	
Altezza		19,00	cm
Larghezza		20,00	cm
Spessore ala	tf =	1,00	cm
Spessore anima	tw =	0,65	cm
Raggio di raccordo	r =	1,80	cm
Area	A =	53,83	cm²
Momento d'inerzia	J =	3692	cm^4
Modulo di resistenza el	Wel =	389	cm³
Modulo di resistenza pl	Wpl =	429	cm³
	fyk=	27,50	kN/cm² **S275**

Classificazione delle sezioni

$\varepsilon = \sqrt{(235/fyk)}$ ε = 0,92

- piattabande esterne soggette a compressione: cpe. = 9

c/t ≤ cpeε c = 7,88
t = 1,00 c/t = 7,88 < 8,32 **OK**

- parti interne soggette a compressione: cpi. = 72

c/t ≤ cpiε c= 13,40
t= 0,65 c/t = 20,62 < 66,56 **OK**

Si utilizza un **profilo** classe = **1**

Verifica della sezione

Fattore parziale globale relativo al modello di resistenza adottato γ_{M0} = 1,05

Momento flettente ***(mezzeria)*** Mrd = fyk*Wpl/γ_{M0} = 11248 > Med kNcm

Med/Mrd = 28% **OK**

per profilati a I o H caricati nel piano dell'anima

Area resistente a taglio	Av = A–2*b*tf+(tw+2*r)*tf =	18,08		cm²
Taglio ***(appoggio)***	Trd = (fyk/3^½)*Av/gM =	273	> Ted	kN
	Ted/Trd =	7%	**OK**	

Verifica di deformabilità ***(mezzeria)***

Freccia massima $f = d_1 + d_2$

d_1 =	0,40	cm			
d_2 =	0,78	cm			
f =	1,19	<	2,52	cm	
L/f =	531,32	>	250		**OK**
d_2 =	0,78	<	2,10	cm	
L/d_2 =	806,61	>	300		**OK**

3.1.2. TRAVI SECONDARIE

Si tratta di putrelle tipo UPN160, in appoggio sulle putrelle principali.

Lunghezza travi	L =	310	cm
Interasse di carico	L =	170	cm

Analisi dei carichi

Carichi su superficie

Carico permanente portato	p =	1,50	kN/m^2
Carico accidentale	q =	4,00	kN/m^2

Carichi a metro lineare

Peso proprio profilo		0,19	kN/m
Carico permanente portato		2,55	kN/m
Carico accidentale		6,80	kN/m
Carico totale distribuito	q =	9,54	kN/m

Coefficienti di combinazione

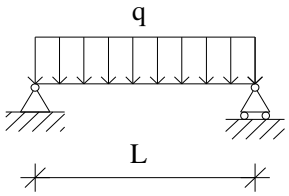
γg 1,3 γq 1,5

Carichi in combinazione

Permanente di calcolo		3,56	kN/m
Accidentale di calcolo		10,20	kN/m
Azione di calcolo totale	**Fd =**	**13,76**	**kN/m**

Caratteristiche della sezione e sollecitazioni

Nel calcolo si considera un modello a trave appoggiata



Lunghezza di calcolo	L =	310	cm
Interasse travi	i =	170	cm

Sollecitazioni agenti allo SLU

Appoggio/mezzeria

Sforzo normale		Ned =	0,00	kN
Sforzo di taglio =	Fd*L/2+Pd/2	Ted =	21,33	kN
Momento flettente =	$Fd*L^2/8+Pd*L/4$	Med =	1652,91	kNcm

Dimensionamento della sezione

profilo		**UPN160**		
Altezza		16,00	cm	
Larghezza		6,50	cm	
Spessore ala	tf =	1,05	cm	
Spessore anima	tw =	0,75	cm	
Raggio di raccordo	r =	1,05	cm	
Area	A =	24,00	cm^2	
Momento d'inerzia	J =	925	cm^4	
Modulo di resistenza el	Wel =	116	cm^3	
Modulo di resistenza pl	Wpl =	128	cm^3	
	fyk=	27,50	kN/cm^2	**S275**

Classificazione delle sezioni

$\varepsilon = \sqrt{(235/fyk)}$ ε = 0,92

- piattabande esterne soggette a compressione: cpe. = 9

c/t ≤ cpeε	c =	4,70					
	t =	1,05	c/t =	4,48	<	8,32	**OK**

- parti interne soggette a compressione: cpi. = 72

c/t ≤ cpiε	c=	11,80					
	t=	0,75	c/t =	15,73	<	66,56	**OK**

Si utilizza un **profilo** classe = **1**

Verifica della sezione

Fattore parziale globale relativo al modello di resistenza adottato γ_{M0} = 1,05

Momento flettente ***(mezzeria)*** Mrd = fyk*Wpl/γ_{M0} = 3038 > Med kNcm

Med/Mrd = 54% **OK**

per profilati a C o U caricati nel piano dell'anima
Area resistente a taglio Av = A–2*b*tf+(tw+r)*tf = 12,24 cm²

Taglio ***(appoggio)*** Trd = (fyk/3^½)*Av/gM = 185 > Ted kN

Ted/Trd = 12% **OK**

Verifica di deformabilità ***(mezzeria)***

Freccia massima $f = d_1 + d_2$

d_1 =	0,17	cm			
d_2 =	0,42	cm			
f =	0,59	<	1,24	cm	
L/f =	525,00	>	250		**OK**
d_2 =	0,42	<	1,03	cm	
L/d_2 =	736,42	>	300		**OK**

3.2. NUOVO SOLAIO DI COPERTURA IN LATERO-CEMENTO

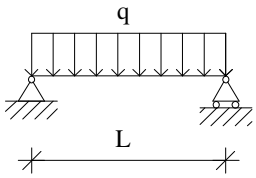
Descrizione: si esegue un dimensionamento dei solai di progetto. Trattasi di solaio tipo Bausta con elementi di alleggerimento in blocchi laterizi.

Caratteristiche dei materiali

CLS 25/30			
Densità	d =	25,00	kN/m³
Coefficiente parziale di sicurezza	γ_C =	1,50	---
Coefficiente riduttivo	α_{cc} =	0,85	---
Resistenza cubica caratteristica	R_{ck} =	30,00	MPa
Resistenza cilindrica caratteristica	f_{ck} =	24,90	MPa
Modulo di elasticità	E_c =	31447,16	MPa
Resistenza a compressione	f_d =	16,60	MPa
Resistenza di calcolo a compressione	f_{cd} =	14,11	MPa
Resistenza media a trazione	f_{ctm} =	2,56	MPa
Resistenza caratteristica a trazione	f_{ctk} =	1,79	MPa
Resistenza di calcolo a trazione	f_{ctd} =	1,19	MPa
Resistenza media a trazione per flessione	f_{ctm} =	3,07	MPa
Deformazione ultima	e_{cu} =	0,35%	---
Deformazione ultima per compressione unifor	e_{c2} =	0,20%	---

ACCIAIO B450C			
Densità	d =	78,50	kN/m³
Coefficiente parziale di sicurezza	γ_S =	1,15	---
Tensione caratteristica di snervamento	f_{yk} =	450,00	MPa
Modulo di elasticità	E_s =	206000	MPa
Tensione di snervamento di calcolo	f_{yd} =	391,30	MPa
Deformazione a snervamento	e_{yd} =	0,19%	---

Schema statico e caratteristiche delle sezioni



Luce campata	L_1 =	315,00	cm
Altezza totale sezione	H =	20,00	cm
Altezza utile sezione	d =	16,00	cm
Base maggiore sezione	B =	60,00	cm
Base minore sezione	b =	12,00	cm

Analisi dei carichi

Carichi uniformemente distribuiti

Permanenti

Peso proprio		2,60	kN/m²
Carichi permanenti equivalenti		1,50	kN/m²
Carichi vari e arrotondamenti		0,00	kN/m²
Totale carico permanente	g =	4,10	kN/m²

Accidentali

Destinazione d'uso		4,00	kN/m²
Neve		1,00	kN/m²
Carichi vari e arrotondamenti		0,00	kN/m²
Totale carico accidentale	q =	5,00	kN/m²
(a favore sicurezza)			
Lunghezza di influenza q distribuito	l =	0,50	m

Carico permanente totale	G_1 =	2,05	kN/m
Carico permanente non strutturale totale	G_2 =	0,00	kN/m
Pretensione e precompressione	P =	0,00	kN/m
Carico accidentale totale	Q =	2,50	kN/m
Carico Totale	**P_{TOT} =**	**4,55**	**kN/m**

Parametri della sollecitazione

Sollecitazioni Agenti	***udm***	***App. 1*** *M=ql²/24* *T=ql/2*	***Camp. 1-2*** *M=ql²/8* *T=0*	***App. 2*** *M=ql²/24* *T=ql/2*
Momento	kNcm	188,11	564,34	188,11
Taglio sx	kN	-	-	7,17
Taglio dx	kN	7,17	-	-
Reazione appoggi	kN	7,17	-	7,17

Si sono determinate le sollecitazioni massime per campata e ai nodi, relative ai carichi agenti.

Combinazioni di carico

Si considerano i coefficienti parziali per le azioni e i coefficienti di combinazione delle azioni definiti nelle tab. 2.5.I e 2.6.I DM 14/01/2008; a favore di sicurezza si considererà il contributo di tutte le azioni agenti come sfavorevole.

SLU - Combinazione fondamentale

$$F_d = g_1 \cdot G_1 + g_2 \cdot G_2 + g_P \cdot P + g_{Q1} \cdot Q_{k1} + g_{Q2} \cdot y_{02} \cdot Q_{k2} + g_{Q3} \cdot y_{03} \cdot Qk_3 + ...$$

Nel caso in esame si sono considerati i seguenti coefficienti di combinazione y_{ij}, ottenendo i paramentri della sollecitazione sotto riportati:

Carichi permanenti	g_{G1} =	1,3
Carichi permanenti non strutturali	g_{G2} =	1,5
Carichi accidentali	g_{Qi} =	1,5
Precompressione	g_P =	1,0

	y_{01}	-
	y_{02}	0,0
	y_{03}	0,0

Sollecitazioni di Calcolo	***udm***	***Appoggio 1***	***Campata 1-2***	***Appoggio 2***
M_{Ed}	kNcm	265,22	795,66	265,22
V_{Ed} sx	kN	-	-	10,10
V_{Ed} dx	kN	10,10	-	-

Dimensionamento delle sezioni

Per il dimensionamento delle armature longitudinali si utilizza la formula approssimata:

$$A's = M_{Ed\ SLU}/(0,9*d*f_{yd}),$$

dove M_{Ed} SLU è il momento di calcolo allo Stato Limite Ultimo, considerato in quanto il più gravoso tra le varie combinazioni di carico analizzate; f_{yd} è la tensione di snervamento di calcolo dell'acciaio; il prodotto 0,9*d rappresenta il braccio delle forze interne, nell'ipotesi di sezione reagente tra campo 2 e campo 3.

Il dimensionamento dell'armatura a taglio si basa sulle formule (par. 4.1.6.1 DM 14/01/2008):

Passo staffe massimo	$s_{max} \leq 0,8 \cdot d$	cm
Area staffe minima	$A'st_{min\ TOT} = 1,5 \cdot b \cdot 10 \cdot (10^{-2})$	cm²/m

Parametri Armatura	***udm***	***Appoggio 1***	***Campata 1-2***	***Appoggio 2***
A's	cm²	0,47	1,41	0,47
ferri IPOTIZZATI	cm²	**1ø10**	**2ø10**	**1ø10**
Asl_{inf}	cm²	0,79	1,57	0,79
s_{max}	cm	12,8	12,8	12,8
$A'st_{min\ TOT}$	cm²/m	1,80		1,80
passo staffe	cm	20		20
n bracci	---	2		2
Ø staffe	mm	8		8
A_{st} • n bracci	cm²	1,01		1,01
Ast_{TOT}	cm²/m	5,03		5,03

Verifica allo stato limite ultimo

Si riporta per facilità di lettura la tabella delle sollecitazioni di calcolo allo Stato Limite Ultimo:

Sollecitazioni di Calcolo	***udm***	***Appoggio 1***	***Campata 1-2***	***Appoggio 2***
M_{Ed}	kNcm	265,22	795,66	265,22
V_{Ed} sx	kN	-	-	10,10
V_{Ed} dx	kN	10,10	-	-

Le verifiche si ritengono soddisfatte se:

Resistenza flessionale	M_{Rd}	≥	M_{Ed}
Resistenza a taglio	V_{Rd}	≥	V_{Ed}

Ampiezza base compressa	b_w		cm
Altezza utile sezione	d		cm
Area armatura longitudinale	A_{sl}		cm²
Posizione asse neutro	y =	$A_{sl} * f_{yd} / 0,8 * b_w * f_{cd}$	cm
Rapporto y/d	x =	y/d	---
Rapporto d'armatura	w_s =	$A_{sl}*f_{yd} / b_w*d*f_{cd}$	---
Braccio della coppia interna	z =	d - (y/2)	cm
Percentuale d'armatura $r_l \leq 0,02$	r_l =	A_{sl} / b_w*d	---
Coefficiente $k \leq 2$	k =	$1 + (200/d)^{1/2}$	---
n_{min}	n_{min} =	$0,035 * k^{3/2} * f_{ck}^{1/2}$	MPa
s media di compressione $\leq 0,2 f_{cd}$	s_{cp} =	N_{ed}/A_c	kN/cm²
Inclinazione staffe tese	a		°
Inclinazione bielle compresse	q		°

Si prescrive la realizzazione di una fascia piena in c.a. per 60 cm dagli appoggi, da realizzarsi con eliminazione degli elementi di alleggerimento.

Parametri Sezione	***udm***	***Appoggio 1***	***Campata 1-2***	***Appoggio 2***
b_w	cm	60,00	60,00	60,00
y	cm	0,45	0,91	0,45
w_s	---	0,02	0,05	0,02
z	cm	15,82	15,64	15,82
r_l	---	0,001	0,002	0,001
k	---	2,00	2,00	2,00
n_{min}	MPa	0,49	0,49	0,49
s_{cp}	kN/cm²	0,00	0,00	0,00
Taglio di riferimento	kN/cm²	47,42	47,42	47,42
Taglio resistente	kN/cm²	13,55	17,08	13,55

Resistenza di calcolo a sollecitazione flettente e rapporto di resistenza della sezione:

Resistenza di calcolo rapporto di resistenza	***udm***	***Appoggio 1***	***Campata 1-2***	***Appoggio 2***
M_{Rd}	kNcm	485,91	960,67	485,91
M_{Ed}/M_{Rd}	---	55%	83%	55%
		OK	**OK**	**OK**

Resistenza di calcolo a taglio per elementi privi di armature a taglio:

Resistenza di calcolo rapporto di resistenza	***udm***	***Appoggio 1***	***Campata 1-2***	***Appoggio 2***
V_{Rd1} dx-sx	kN	47,42	-	47,42
V_{Ed}/V_{Rd1}	---	21%		21%
		OK		**OK**

Le verifiche risultano soddisfatte.

3.3. TRAVI DI BORDO DEL NUOVO SOLAIO IN LATERO-CEMENTO

3.3.1. TRAVE PRINCIPALE (ORTOGONALE ALL'ORDITURA DEL SOLAIO)

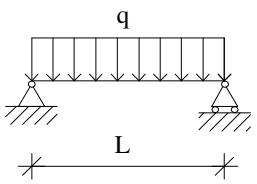
Si tratta della nuova trave portante di solaio.

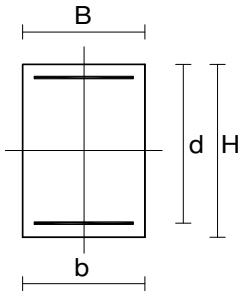
♦ **Caratteristiche dei materiali**

CLS 25/30			
Densità	δ =	25,00	kN/m³
Coefficiente parziale di sicurezza	γ_C =	1,50	---
Coefficiente riduttivo	α_{cc} =	0,85	---
Resistenza cubica caratteristica	R_{ck} =	30,00	MPa
Resistenza cilindrica caratteristica	f_{ck} =	24,90	MPa
Modulo di elasticità	E_c =	31447,16	MPa
Resistenza a compressione	f_d =	16,60	MPa
Resistenza di calcolo a compressione	f_{cd} =	14,11	MPa
Resistenza media a trazione diretta	f_{ctm} =	2,56	MPa
Resistenza caratt. a trazione diretta (frattile 5%	f_{ctk} =	1,79	MPa
Resistenza di calcolo a trazione	f_{ctd} =	1,19	MPa
Resistenza media a trazione per flessione	f_{cfm} =	3,07	MPa
Deformazione ultima	ε_{cu} =	0,35%	---
Deformazione ultima per compressione unifor	ε_{c2} =	0,20%	---

ACCIAIO B450C			
Densità	δ =	78,50	kN/m³
Coefficiente parziale di sicurezza	γ_S =	1,15	---
Tensione caratteristica di snervamento	f_{yk} =	450,00	MPa
Modulo di elasticità	E_s =	206000,00	MPa
Tensione di snervamento di calcolo	f_{yd} =	391,30	MPa
Deformazione a snervamento	ε_{yd} =	0,19%	---

♦ **Schema statico e caratteristiche delle sezioni**





Interasse max pilastri	L =	525,00	cm
Altezza totale sezione	H =	80,00	cm
Altezza utile sezione	d =	77,00	cm
Bordo superiore sezione	B =	25,00	cm
Bordo inferiore sezione	b =	25,00	cm

♦ Analisi dei carichi

Carichi uniformemente distribuiti

Permanenti

Peso proprio da solai		2,60	kN/m²
Carichi permanenti equiv.		1,25	kN/m²
Carichi vari e arrotondamenti		0,00	kN/m²
Totale carico permanente	g =	3,85	kN/m²

Accidentali

Destinazione d'uso		4,00	kN/m²
Neve		0,80	kN/m²
Carichi vari e arrotondamenti		0,00	kN/m²
Totale carico accidentale	q =	4,80	kN/m²

Interasse di carico q distribuito	l =	2,50	m

Carichi linearmente distribuiti

Permanenti

Peso proprio trave		5,00	kN/m
Carichi vari e arrotondamenti		0,00	kN/m
Totale carico permanente	g =	5,00	kN/m

Accidentali

Carichi vari e arrotondamenti		0,00	kN/m
Totale carico accidentale	q =	0,00	kN/m

Carico permanente totale	G_1 =	14,63	kN/m
Carico permanente non strutturale totale	G_2 =	0,00	kN/m
Pretensione e precompressione	P =	0,00	kN/m
Carico accidentale totale	Q =	12,00	kN/m
Carico Totale	**P_{TOT} =**	**26,63**	**kN/m**

♦ Combinazioni di carico

Si considerano i coefficienti parziali per le azioni e i coefficienti di combinazione delle azioni definiti nelle tab. 2.5.I e 2.6.I DM 14/01/2008; a favore di sicurezza si considererà il contributo di tutte le azioni agenti come sfavorevole.

SLU - Combinazione fondamentale

$$F_d = \gamma_1 \cdot G_1 + \gamma_2 \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Qk_3 + ...$$

Nel caso in esame si sono considerati i seguenti coefficienti di combinazione ψ_{ij}, ottenendo i paramentri della sollecitazione sotto riportati:

Carichi permanenti	γ_{G1} =	1,3
Carichi permanenti non strutturali	γ_{G2} =	1,5
Carichi accidentali	γ_{Qi} =	1,5
Precompressione	γ_P =	1,0

Sollecitazioni di Calcolo	***udm***	***Appoggio***	***Campata***	***Appoggio***
M_{Ed}	kNcm	4250,65	12751,96	4250,65
V_{Ed} sx	kN	-	-	97,16
V_{Ed} dx	kN	97,16	-	-

♦ Dimensionamento delle sezioni

Per il dimensionamento delle armature longitudinali si utilizza la formula approssimata:

$$A's = M_{Ed\ SLU}/(0,9*d*f_{yd}),$$

dove M_{Ed} SLU è il momento di calcolo allo Stato Limite Ultimo, considerato in quanto il più gravoso tra le varie combinazioni di carico analizzate; f_{yd} è la tensione di snervamento di calcolo dell'acciaio; il prodotto 0,9*d rappresenta il braccio delle forze interne, nell'ipotesi di sezione reagente tra campo 2 e campo 3.

Il dimensionamento dell'armatura a taglio si basa sulle formule (par. 4.1.6.1 DM 14/01/2008):

Passo staffe massimo	$s_{max} \leq 0,8 \cdot d$	cm
Area staffe minima	$A'st = 1,5 \cdot b \cdot 10 \cdot (10^{-2})$	cm²/m

Parametri Armatura	***udm***	***Appoggio dx***	***Campata***	***Appoggio sx***
A's	cm²	1,57	4,70	1,57
ferri	cm²	**2ø16**	**2ø20**	**2ø16**
Asl_{inf}	cm²	4,02	6,28	4,02
s_{max}	cm	61,6	61,6	61,6
$A'st_{min\ TOT}$	cm²/m	3,75		3,75
passo staffe	cm	20		20
n bracci	---	2		2
Ø staffe	mm	10		10
A_{st} • n bracci	cm²	1,57		1,57
Ast_{TOT}	cm²/m	7,85		7,85

♦ Verifica allo stato limite ultimo

Si riporta per facilità di lettura la tabella delle sollecitazioni di calcolo allo Stato Limite Ultimo:

Sollecitazioni di Calcolo	***udm***	***Appoggio***	***Campata***	***Appoggio***
M_{Ed}	kNcm	4250,65	12751,96	4250,65
V_{Ed} sx	kN	-	-	97,16
V_{Ed} dx	kN	97,16	-	-

Le verifiche si ritengono soddisfatte se:

Resistenza flessionale	M_{Rd}	≥	M_{Ed}
Resistenza a taglio	V_{Rd}	≥	V_{Ed}

Ampiezza base compressa	b_w		cm
Altezza utile sezione	d		cm
Area armatura longitudinale	A_{sl}		cm²
Posizione asse neutro	y =	$A_{sl} * f_{yd} / 0,8 * b_w * f_{cd}$	cm
Rapporto y/d	ξ =	y/d	---
Rapporto d'armatura	ω_s =	$A_{sl} * f_{yd} / b_w * d * f_{cd}$	---
Braccio della coppia interna	z =	d - (y/2)	cm
Percentuale d'armatura $r_l \leq 0,02$	ρ_l =	$A_{sl} / b_w * d$	---
Coefficiente $k \leq 2$	k =	$1 + (200/d)^{1/2}$	---
ν_{min}	ν_{min} =	$0,035 * k^{3/2} * f_{ck}^{1/2}$	MPa
s media di compressione $\leq 0,2 f_{cd}$	σ_{cp} =	N_{ed}/A_c	kN/cm²
Inclinazione staffe tese	α		°
Inclinazione bielle compresse	θ		°

Parametri della sezione	***udm***	***Appoggio***	***Campata***	***Appoggio***
b_w	cm	25,00	25,00	25,00
y	cm	5,57	8,71	5,57
ω_s	---	0,06	0,09	0,06
z	cm	74,77	73,52	74,77
ρ_l	---	0,002	0,003	0,002
k	---	1,51	1,51	1,51
ν_{min}	MPa	0,32	0,32	0,32
σ_{cp}	kN/cm²	0,00	0,00	0,00
Taglio di riferimento	kN	62,36	62,36	62,36
Taglio resistente	kN	28,04	32,54	28,04

Resistenza di calcolo a sollecitazione flettente e rapporto di resistenza della sezione:

Resistenza di calcolo e rapporto di resistenza	***udm***	***Appoggio***	***Campata***	***Appoggio***
M_{Rd}	kNcm	11761,70	18065,96	11761,70
M_{Ed}/M_{Rd}	---	36%	71%	36%
Verifica		**OK**	**OK**	**OK**

Resistenza di calcolo a taglio per elementi privi di armature a taglio:

Resistenza di calcolo e rapporto di resistenza	***udm***	***Appoggio***	***Campata***	***Appoggio***
V_{Rd1}	kN	62,36		62,36
V_{Ed}/V_{Rd1}	---	156%		156%
Verifica		**NO**		**NO**

Non essendo soddisfatta la verifica di resistenza a taglio per elementi privi di armatura trasversale, si inserisce un'apposita staffatura costituita da 1Ø10/20 su tutta la trave.
La verifica a taglio si esegue quindi considerando il contributo delle armature trasversali e del calcestruzzo compresso come previsto dal modello a traliccio:

Resistenza di calcolo a taglio trazione

Si suppone l'inclinazione delle bielle compresse in cls pari a 45° e si utilizzano staffe con inclinazione rispetto all'asse della trave pari a 90°:

α	°	90	90	90
θ	°	45	45	45

V_{Ryd}	kN	212,98		212,98

Resistenza di calcolo a taglio compressione

Si suppone l'inclinazione delle bielle compresse in cls pari a 45° e si utilizzano staffe con inclinazione rispetto all'asse della trave pari a 90°:

α	°	90	90	90
θ	°	45	45	45
α_c	---	1,00	1,00	1,00

V_{Rcd}	kN	611,14		611,14

La resistenza di calcolo a taglio della trave è la minore tra le due sopra definite:

$$V_{Rd} = MIN(V_{Ryd};V_{Rcd})$$

Resistenza di calcolo e rapporto di resistenza	***udm***	***Appoggio***	***Campata***	***Appoggio***
V_{Rd}	kN	212,98		212,98
V_{Ed}/V_{Rd}	---	46%		46%
Verifica		**OK**		**OK**

Le verifiche risultano soddisfatte.

3.3.2. NUOVO ARCHITRAVE

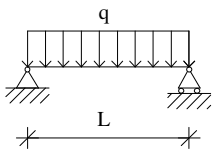
Trattasi della trave a chiusura del nuovo solaio, che va a sostituire l'architrave esistente in c.a.

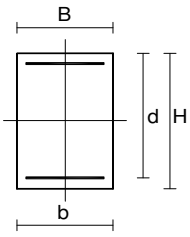
♦ **Caratteristiche dei materiali**

CLS 25/30			
Densità	δ =	25,00	kN/m³
Coefficiente parziale di sicurezza	γ_C =	1,50	---
Coefficiente riduttivo	α_{cc} =	0,85	---
Resistenza cubica caratteristica	R_{ck} =	30,00	MPa
Resistenza cilindrica caratteristica	f_{ck} =	24,90	MPa
Modulo di elasticità	E_c =	31447,16	MPa
Resistenza a compressione	f_d =	16,60	MPa
Resistenza di calcolo a compressione	f_{cd} =	14,11	MPa
Resistenza media a trazione diretta	f_{ctm} =	2,56	MPa
Resistenza caratt. a trazione diretta (frattile 5%	f_{ctk} =	1,79	MPa
Resistenza di calcolo a trazione	f_{ctd} =	1,19	MPa
Resistenza media a trazione per flessione	f_{cfm} =	3,07	MPa
Deformazione ultima	ε_{cu} =	0,35%	---
Def. ultima per compressione unifome	ε_{c2} =	0,20%	---

ACCIAIO B450C			
Densità	δ =	78,50	kN/m³
Coefficiente parziale di sicurezza	γ_S =	1,15	---
Tensione caratteristica di snervamento	f_{yk} =	450,00	MPa
Modulo di elasticità	E_s =	206000,00	MPa
Tensione di snervamento di calcolo	f_{yd} =	391,30	MPa
Deformazione a snervamento	ε_{yd} =	0,19%	---

♦ **Schema statico e caratteristiche delle sezioni**





Interasse max pilastri	L =	330,00	cm
Altezza totale sezione	H =	45,00	cm
Altezza utile sezione	d =	42,00	cm
Bordo superiore sezione	B =	25,00	cm
Bordo inferiore sezione	b =	25,00	cm

♦ **Analisi dei carichi**

Carichi uniformemente distribuiti

Permanenti

Peso proprio da solai		2,60	kN/m²
Carichi permanenti equiv.		1,25	kN/m²
Carichi vari e arrotondamenti		0,00	kN/m²
Totale carico permanente	g =	3,85	kN/m²

Accidentali

Destinazione d'uso		4,00	kN/m²
Neve		0,80	kN/m²
Carichi vari e arrotondamenti		0,00	kN/m²
Totale carico accidentale	q =	4,80	kN/m²
Interasse di carico q distribuito	I =	3,90	m

Carichi linearmente distribuiti

Permanenti

Peso proprio trave		2,81	kN/m
Carichi vari e arrotondamenti		0,00	kN/m
Totale carico permanente	g =	2,81	kN/m

Accidentali

Carichi vari e arrotondamenti		0,00	kN/m
Totale carico accidentale	q =	0,00	kN/m

Carico permanente totale	G_1 =	17,83	kN/m
Carico permanente non strutturale totale	G_2 =	0,00	kN/m
Pretensione e precompressione	P =	0,00	kN/m
Carico accidentale totale	Q =	18,72	kN/m
Carico Totale	**P_{TOT} =**	**36,55**	**kN/m**

♦ Combinazioni di carico

Si considerano i coefficienti parziali per le azioni e i coefficienti di combinazione delle azioni definiti nelle tab. 2.5.I e 2.6.I DM 14/01/2008; a favore di sicurezza si considererà il contributo di tutte le azioni agenti come sfavorevole.

SLU - Combinazione fondamentale

$$F_d = \gamma_1 \cdot G_1 + \gamma_2 \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Qk_3 + ...$$

Nel caso in esame si sono considerati i seguenti coefficienti di combinazione y_{ij}, ottenendo i paramentri della sollecitazione sotto riportati:

Carichi permanenti	γ_{G1} =	1,3
Carichi permanenti non strutturali	γ_{G2} =	1,5
Carichi accidentali	γ_{Qi} =	1,5
Precompressione	γ_P =	1,0

Sollecitazioni di Calcolo	*udm*	*Appoggio*	*Campata*	*Appoggio*
M_{Ed}	kNcm	2325,73	6977,19	2325,73
V_{Ed} sx	kN	-	-	84,57
V_{Ed} dx	kN	84,57	-	-

♦ Dimensionamento delle sezioni

Per il dimensionamento delle armature longitudinali si utilizza la formula approssimata:

$$A's = M_{Ed\ SLU}/(0,9*d*f_{yd}),$$

dove M_{Ed} SLU è il momento di calcolo allo Stato Limite Ultimo, considerato in quanto il più gravoso tra le varie combinazioni di carico analizzate; f_{yd} è la tensione di snervamento di calcolo dell'acciaio; il prodotto 0,9*d rappresenta il braccio delle forze interne, nell'ipotesi di sezione reagente tra campo 2 e campo 3.

Il dimensionamento dell'armatura a taglio si basa sulle formule (par. 4.1.6.1 DM 14/01/2008):

Passo staffe massimo	$s_{max} \leq 0,8 \cdot d$	cm
Area staffe minima	$A'st = 1,5 \cdot b \cdot 10 \cdot (10^{-2})$	cm²/m

Parametri Armatura	*udm*	*Appoggio dx*	*Campata*	*Appoggio sx*
A's	cm²	1,57	4,72	1,57
ferri	cm²	**2ø16**	**2ø20**	**2ø16**
Asl_{inf}	cm²	4,02	6,28	4,02
s_{max}	cm	33,6	33,6	33,6
$A'st_{min\ TOT}$	cm²/m	3,75		3,75
passo staffe	cm	20		20
n bracci	---	2		2
Ø staffe	mm	10		10
A_{st} • n bracci	cm²	1,57		1,57
Ast_{TOT}	cm²/m	7,85		7,85

♦ Verifica allo stato limite ultimo

Si riporta per facilità di lettura la tabella delle sollecitazioni di calcolo allo Stato Limite Ultimo:

Sollecitazioni di Calcolo	*udm*	*Appoggio*	*Campata*	*Appoggio*
M_{Ed}	kNcm	2325,73	6977,19	2325,73
V_{Ed} sx	kN	-	-	84,57
V_{Ed} dx	kN	84,57	-	-

Le verifiche si ritengono soddisfatte se:

Resistenza flessionale	M_{Rd}	≥	M_{Ed}
Resistenza a taglio	V_{Rd}	≥	V_{Ed}

Ampiezza base compressa	b_w		cm
Altezza utile sezione	d		cm
Area armatura longitudinale	A_{sl}		cm²
Posizione asse neutro	y =	$A_{sl} * f_{yd} / 0,8 * b_w * f_{cd}$	cm
Rapporto y/d	ξ =	y/d	---
Rapporto d'armatura	ω_s =	$A_{sl} * f_{yd} / b_w * d * f_{cd}$	---
Braccio della coppia interna	z =	d - (y/2)	cm
Percentuale d'armatura $\rho_l \leq 0,02$	ρ_l =	$A_{sl} / b_w * d$	---
Coefficiente $k \leq 2$	k =	$1 + (200/d)^{1/2}$	---
ν_{min}	ν_{min} =	$0,035 * k^{3/2} * f_{ck}^{1/2}$	MPa
σ media di compressione ≤ 0,2 f_{cd}	σ_{cp} =	N_{ed}/A_c	kN/cm²
Inclinazione staffe tese	α		°
Inclinazione bielle compresse	θ		°

Parametri della sezione	***udm***	***Appoggio***	***Campata***	***Appoggio***
b_w	cm	25,00	25,00	25,00
y	cm	5,57	8,71	5,57
ω_s	---	0,11	0,17	0,11
z	cm	39,77	38,52	39,77
ρ_l	---	0,004	0,006	0,004
k	---	1,69	1,69	1,69
ν_{min}	MPa	0,38	0,38	0,38
σ_{cp}	kN/cm²	0,00	0,00	0,00
Taglio di riferimento	kN	40,29	40,29	40,29
Taglio resistente	kN	20,96	24,32	20,96

Resistenza di calcolo a sollecitazione flettente e rapporto di resistenza della sezione:

Resistenza di calcolo e rapporto di resistenza	***udm***	***Appoggio***	***Campata***	***Appoggio***
M_{Rd}	kNcm	6256,04	9465,09	6256,04
M_{Ed}/M_{Rd}	---	37%	74%	37%
Verifica		**OK**	**OK**	**OK**

Resistenza di calcolo a taglio per elementi privi di armature a taglio:

Resistenza di calcolo e rapporto di resistenza	***udm***	***Appoggio***	***Campata***	***Appoggio***
V_{Rd1}	kN	40,29		40,29
V_{Ed}/V_{Rd1}	---	210%		210%
Verifica		**NO**		**NO**

Non essendo soddisfatta la verifica di resistenza a taglio per elementi privi di armatura trasversale, si inserisce un'apposita staffatura costituita da 1Ø10/20 su tutta la trave.

La verifica a taglio si esegue quindi considerando il contributo delle armature trasversali e del calcestruzzo compresso come previsto dal modello a traliccio:

Resistenza di calcolo a taglio trazione

Si suppone l'inclinazione delle bielle compresse in cls pari a 45° e si utilizzano staffe con inclinazione rispetto all'asse della trave pari a 90°:

α	°	90	90	90
θ	°	45	45	45

V_{Ryd}	kN	116,17		116,17

Resistenza di calcolo a taglio compressione

Si suppone l'inclinazione delle bielle compresse in cls pari a 45° e si utilizzano staffe con inclinazione rispetto all'asse della trave pari a 90°:

α	°	90	90	90
θ	°	45	45	45
α_c	---	1,00	1,00	1,00

V_{Rcd}	kN	333,35		333,35

La resistenza di calcolo a taglio della trave è la minore tra le due sopra definite:

$$V_{Rd} = MIN(V_{Ryd};V_{Rcd})$$

Resistenza di calcolo e rapporto di resistenza	***udm***	***Appoggio***	***Campata***	***Appoggio***
V_{Rd}	kN	116,17		116,17
V_{Ed}/V_{Rd}	---	73%		73%
Verifica		**OK**		**OK**

Le verifiche risultano soddisfatte.

3.3.3. VERIFICA STRUTTURE ESISTENTI

Le nuove travi in calcestruzzo verranno alloggiate all'interno di tasche ricavate nelle murature esistenti ad un'estremità, mentre andranno a gravare su di un pilastro esistente all'altro appoggio.

Si esegue una stima della capacità portante della muratura esistente, ipotizzando che i paramenti siano realizzati in mattoni pieni e malta di calce. Le nuove travi in c.a. verranno alloggiate in tasche nella muratura, in modo da formare un piano di diffusione dei carichi verso le pareti murarie sottostanti.

Muratura esistente

Tipologia muraria ipotizzata		Muratura in mattoni pieni e malta di calce (Tab.C8A.2.1 Circ.617/2009)		
Livello di conoscenza stimato		LC2		
Resistenza media a compressione	fm =	0,24	kN/cm²	(Tab.C8A.2.1 Circ.617/2009)
Fattore di confidenza	FC =	1,20		
Coeff. Parziale di sicurezza	γm =	3,00		
Resistenza di progetto a compress	fd =	0,067	kN/cm²	

Azione derivante da nuova trave principale in c.a.

Azione assiale	Ned =	97,16	kN	(taglio trave in combinazione SLV)	
Area d'influenza	A = 25*60 cm² =	1500	cm		
Azione di progetto	Ned' = Ned/A =	0,065	kN/cm²	<fd	OK

Si prescrive in ogni caso il rafforzamento localizzato delle murature su cui vengono fatti gravare i nuovi elementi strutturali, per mezzo di iniezioni di miscele consolidanti o con la tecnica dello scuci-cuci.

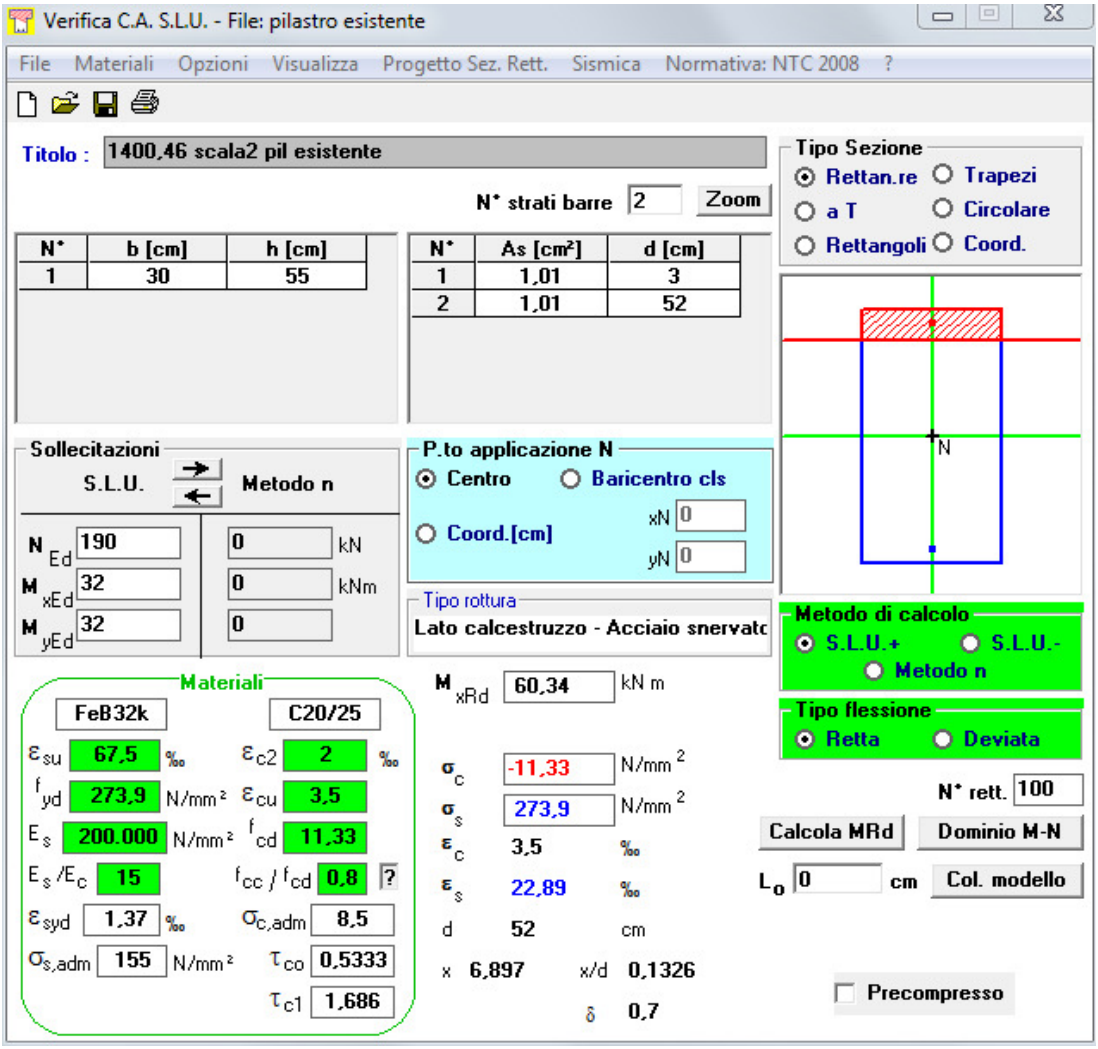
Relativamente al pilastro esistente, si ritiene invece, in base ai rilievi eseguiti in sito e all'analisi dell'impianto strutturale del fabbricato esistente, che possa essere stato realizzato in calcestruzzo armato.
A favore di sicurezza, si ipotizzano le seguenti caratteristiche fisico-meccaniche:

Sezione	b =	30,00	cm
	h =	55,00	cm
Armatura	sup =	2ø8	
	inf =	2ø8	
Cls		C20/25	
Acciaio		FeB32k	

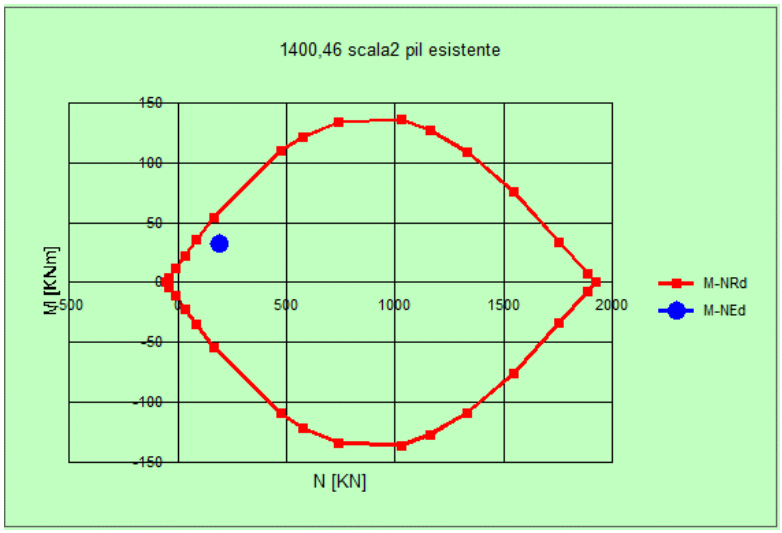
Il pilastro risulta caricato assialmente dagli sforzi di taglio derivanti dalle nuove travi in c.a.; si calcola inoltre un momento flettente da eccentricità di carico, secondo par.4.1.2.1.2.4 DM 14/01/2008.

Ned =	190,00	kN
H pil =	330	cm
e =	16,5	cm
Med = e * Ned =	3135	kNcm

Si riportano le verifiche eseguite con software Gelfi.



Dominio M-N



Il pilastro risulta verificato.

Si prescrive in ogni caso il rafforzamento localizzato del pilastro, per mezzo di fasciatura in profili metallici, come da particolare riportato negli elaborati grafici.

4. INTERVENTI IN COPERTURA - PIANO TERZO

L'intervento in copertura consiste nella formazione del percorso di esodo dal locale archivio della biblioteca verso la scala di emergenza attraverso la parziale demolizione della copertura in legno esistente (vedasi elaborati grafici allegati alla presente).

In particolare, si realizza un nuovo piano di calpestio per mezzo di profili metallici ancorati alle pareti murarie esistenti, mentre viene posata una putrella metallica inclinata a sostegno e chiusura della copertura.

Si riporta l'analisi dei carichi ed i risultati della modellazione agli elementi finiti eseguita.

4.1. APERTURA PERCORSO DI ESODO IN COPERTURA

Analisi dei carichi

TRAVE PRINCIPALE ORIZZONTALE - profilo IPE 240

Lunghezza travi	L =	550	cm
Interasse di carico	L =	110	cm
Carico permanente portato	p =	2,00	kN/m^2
Carico accidentale	q =	4,00	kN/m^2

Carichi a metro lineare

Peso proprio profilo		0,31	kN/m
Carico permanente portato		2,20	kN/m
Carico accidentale		4,40	kN/m
Carico totale distribuito	q =	6,91	kN/m

TRAVE PRINCIPALE INCLINATA - profilo IPE 240

Lunghezza travi	L =	480,0	cm
Interasse di carico	L =	146	cm

Carico permanente portato (copertura in legno esistente)

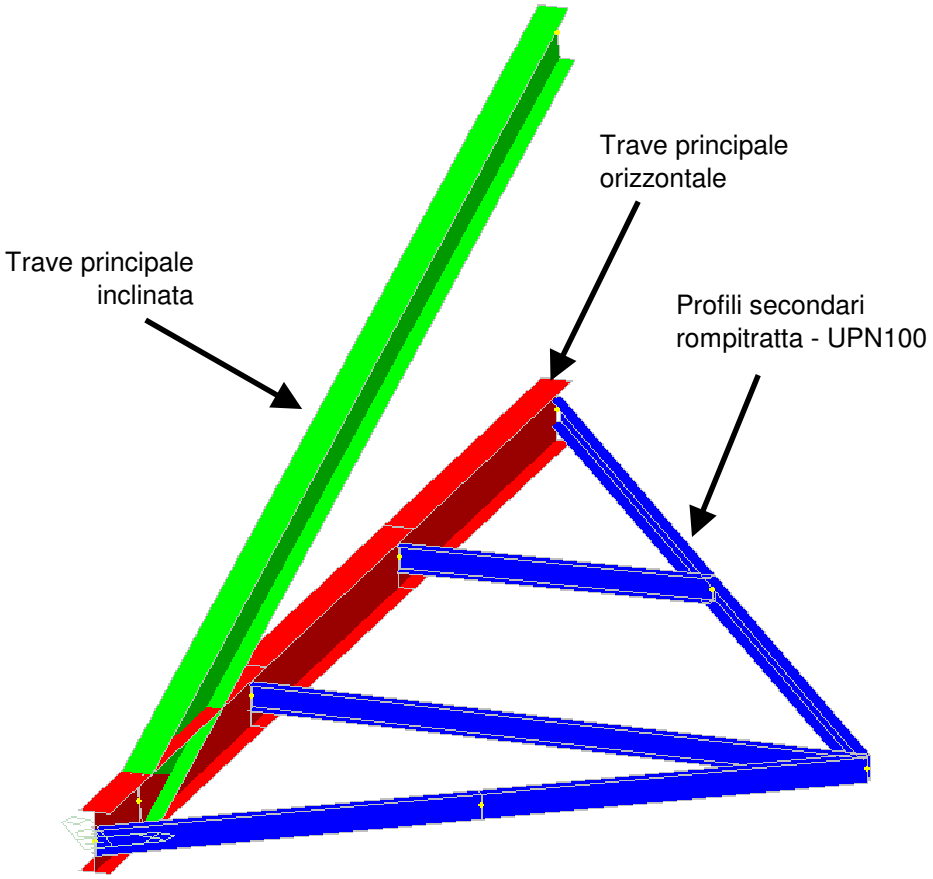
travi 20x20cm ad interasse 1,1m circa	pp=	0,13	kN/m^2	
morali in legno 8x8cm ad interasse 40cm	pp=	0,06	kN/m^2	
tavelle in laterizio	tavelle=	0,54	kN/m^2	
permanente portato	coppi/tegole+guaina=	1,00	kN/m^2	
parziale peso proprio + permanente:		1,80	kN/m^2	
Carico accidentale	q =	1,00	kN/m^2	neve

Carichi a metro lineare

Peso proprio profilo		0,31	kN/m
Carico permanente portato		2,63	kN/m
Carico accidentale		1,46	kN/m
Carico totale distribuito	q =	4,39	kN/m

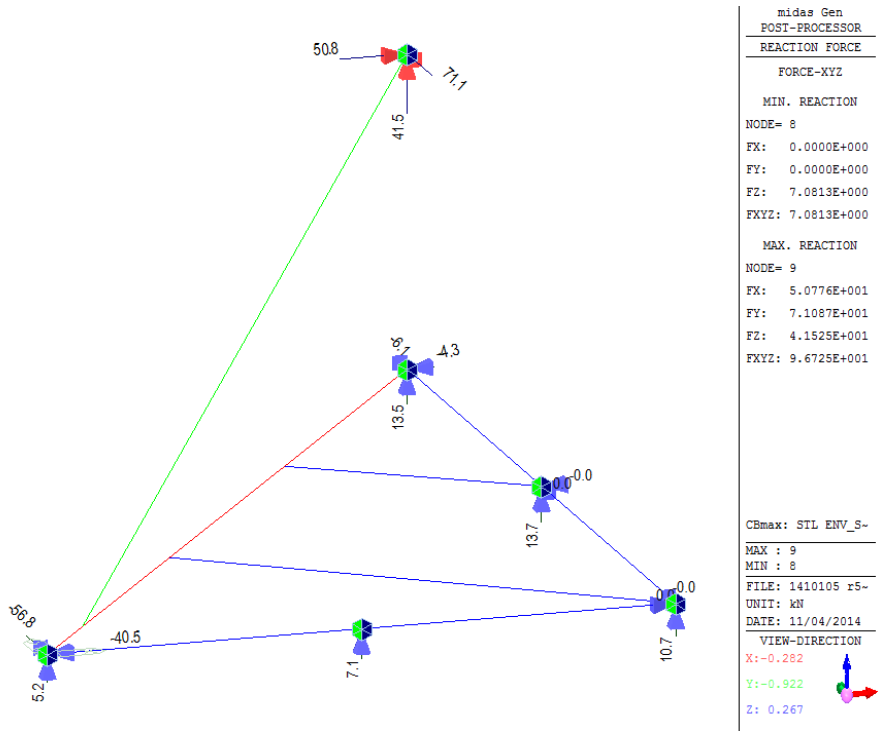
Si riportano i risultati della modellazione ad elementi finiti eseguita.

Putrelle su via di esodo in copertura rif.mod.1410105 r5

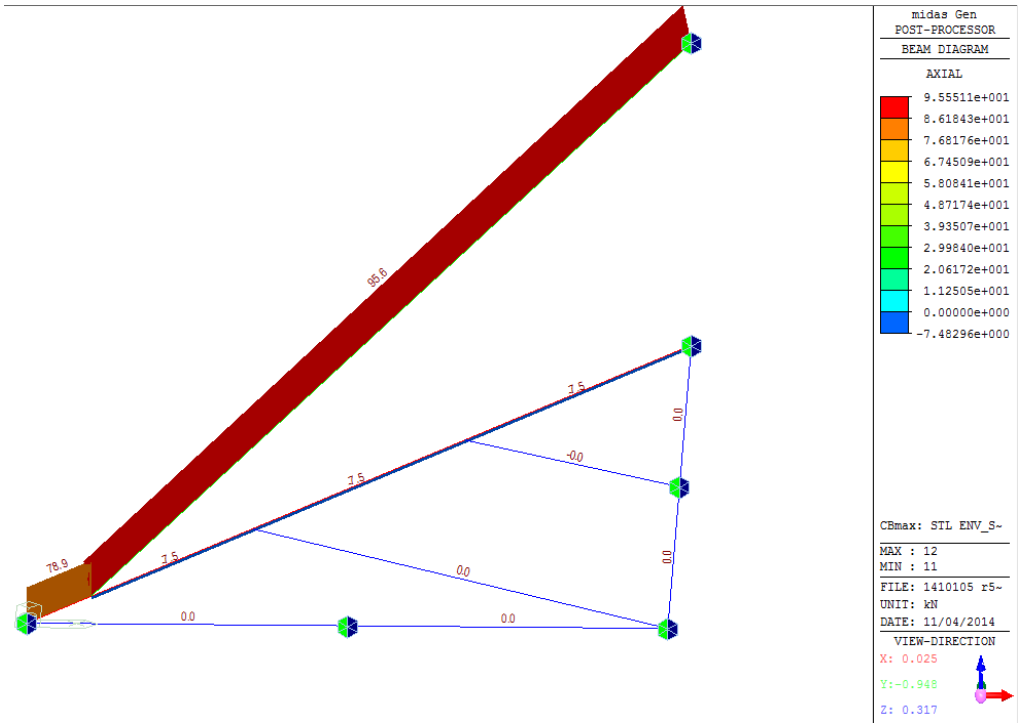


I vari profili metallici sono stati considerati in semplice appoggio sulle strutture sottostanti.

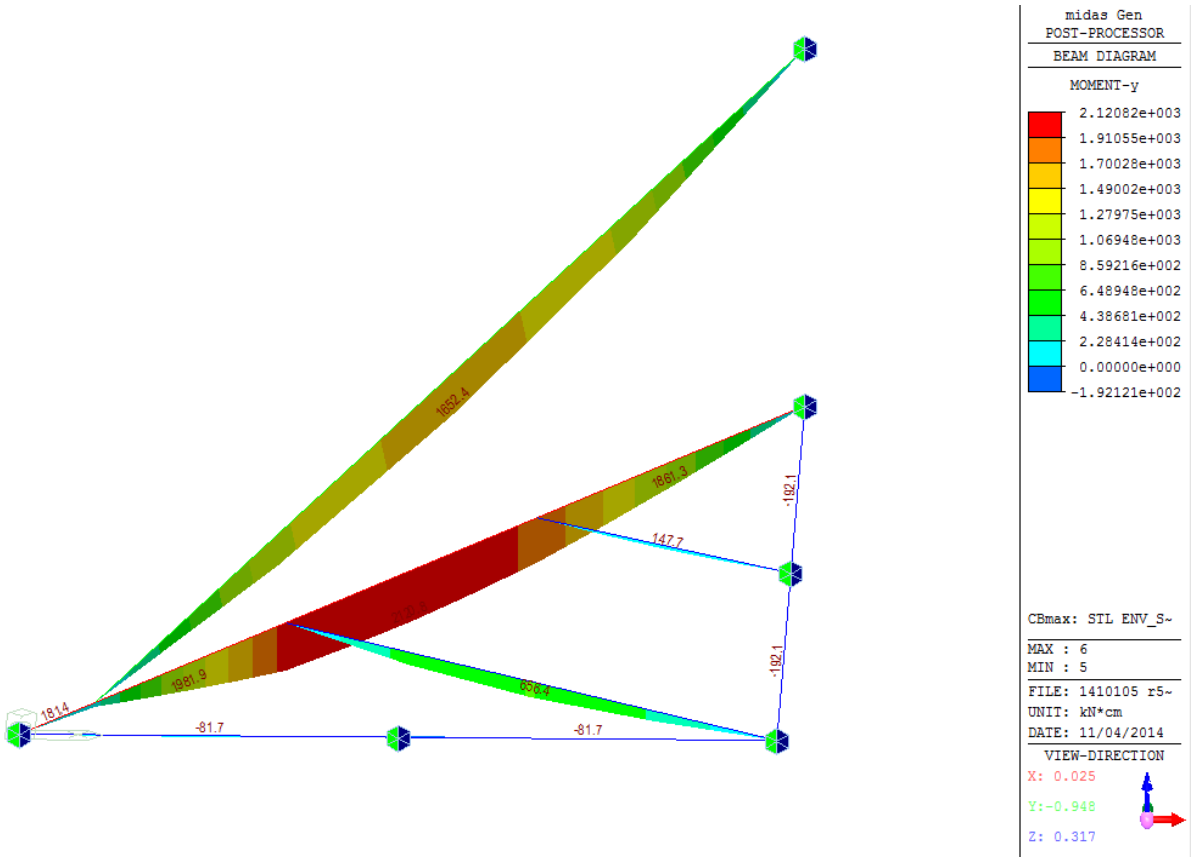
Reazioni vincolari



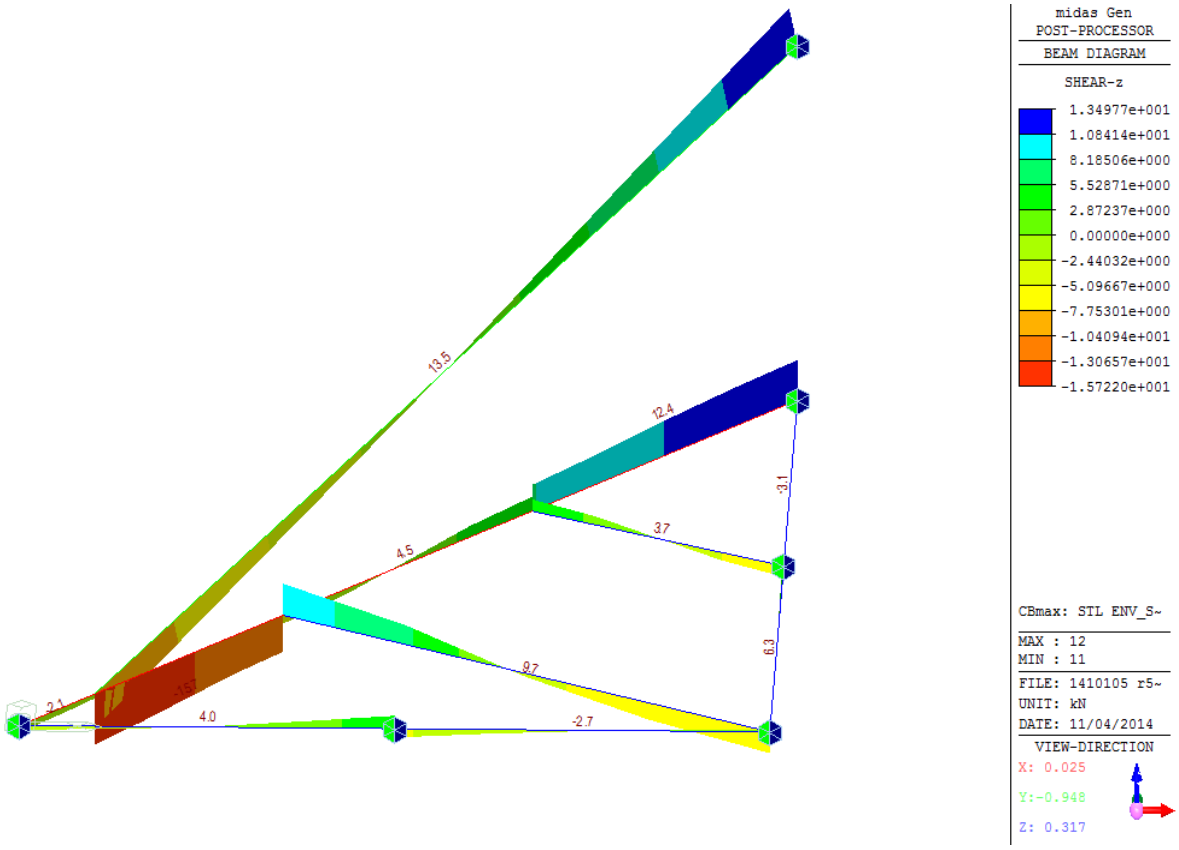
Sforzo assiale



Momento flettente



Taglio



Le nuove putrelle metalliche verranno alloggiate all'interno di tasche ricavate nelle murature esistenti.

Si esegue una stima della capacità portante della muratura esistente, ipotizzando che i paramenti siano realizzati in mattoni pieni e malta di calce. Le nuove travi in c.a. verranno alloggiate in tasche nella muratura, in modo da formare un piano di diffusione dei carichi verso le pareti murarie sottostanti.

Muratura esistente

Tipologia muraria ipotizzata		Muratura in mattoni pieni e malta di calce (Tab.C8A.2.1 Circ.617/2009)		
Livello di conoscenza stimato		LC2		
Resistenza media a compressione	fm =	0,24	kN/cm²	(Tab.C8A.2.1 Circ.617/2009)
Fattore di confidenza	FC =	1,20		
Coeff. Parziale di sicurezza	γm =	3,00		
Resistenza di progetto a compress	fd =	0,067	kN/cm²	

Azione derivante da nuova trave principale in c.a.

Azione assiale	Ned =	45,00	kN		
Area d'influenza	A = 25*40 cm² =	1000	cm		
Azione di progetto	Ned' = Ned/A =	0,045	kN/cm²	<fd	**OK**

Si prescrive in ogni caso il rafforzamento localizzato delle murature su cui vengono fatti gravare i nuovi elementi strutturali, per mezzo di iniezioni di miscele consolidanti o con la tecnica dello scuci-cuci.

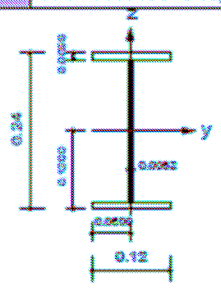
TRAVE PRINCIPALE ORIZZONTALE - profilo IPE 240

midas Gen **Steel Checking Result**

Company		Project Title	
Author	ipt srl	File Name	N:\..\1410105 r5 ocp biblio.mgb

1. Design Information

Design Code : Eurocode3:05
Unit System : kN, m
Member No : 1
Material : S275 (No:1)
(Fy = 275000, Es = 210000000)
Section Name : IPE240 (No:1)
(Rolled : IPE240).
Member Length : 5.16140



2. Member Forces

Axial Force Fxx = -8.4627 (LCB: 2, POS:1/2)
Bending Moments My = 21.2082, Mz = 0.00000
End Moments Myi = 19.8183, Myj = 18.6122 (for Lb)
Myi = 0.00000, Myj = 0.00000 (for Ly)
Mzi = 0.00044, Mzj = -0.0005 (for Lz)
Shear Forces Fyy = 0.00064 (LCB: 2, POS:1/2)
Fzz = -14.011 (LCB: 2, POS:1/4)

Depth	0.24000	Web Thick	0.00620
Top F Width	0.12000	Top F Thick	0.00980
Bot.F Width	0.12000	Bot.F Thick	0.00980
Area	0.00391	Asz	0.00149
Qyb	0.02790	Qzb	0.00180
Iyy	0.00004	Izz	0.00000
Ybar	0.06000	Zbar	0.12000
Wely	0.00032	Welz	0.00005
ry	0.09936	rz	0.02757

3. Design Parameters

Unbraced Lengths Ly = 5.16140, Lz = 1.65000, Lb = 1.65000
Effective Length Factors Ky = 1.00, Kz = 1.00
Equivalent Uniform Moment Factors Cmy = 1.00, Cmz = 1.00, CmLT = 1.00

4. Checking Results

Slenderness Ratio
KL/r = 63.9 < 200.0 (Memb:1, LCB: 2)..... O.K
Axial Resistance
N_Ed/Nc_Rd = 8.46/1075.25 = 0.008 < 1.000 ..... O.K
Bending Resistance
M_Edy/M_Rdy = 21.208/100.650 = 0.211 < 1.000 ..... O.K
M_Edz/M_Rdz = 0.0000/19.9865 = 0.000 < 1.000 ..... O.K
Combined Resistance
RNRd = MAX[M_Edy/Mny_Rd, M_Edz/Mnz_Rd]
Rcom = N_Ed/(A*fy/Gamma_M0), Rbend = M_Edy/My_Rd + M_Edz/Mz_Rd
Rc_LT1 = N_Ed/(Xiy*A*fy/Gamma_M1)
Rb_LT1 = (kyy*M_Edy)/(Xi_LT*Wply*fy/Gamma_M1) + (kyz*Msdz)/(Wplz*fy/Gamma_M1)
Rc_LT2 = N_Ed/(Xiz*A*fy/Gamma_M1)
Rb_LT2 = (Kzy*M_Edy)/(Xi_LT*Wply*fy/Gamma_M1) + (Kzz*Msdz)/(Wplz*fy/Gamma_M1)
Rmax = MAX[RNRd, (Rcom+Rbend), MAX(Rc_LT1+Rb_LT1, Rc_LT2+Rb_LT2)] = 0.243 < 1.000 .. O.K
Shear Resistance
V_Edy/Vy_Rd = 0.000 < 1.000 ..... O.K
V_Edz/Vz_Rd = 0.046 < 1.000 ..... O.K

5. Deflection Checking Results

L/ 250.0 = 0.0206 > 0.0050 (Memb:1, LCB: 5, POS: 3.2m, Dir-Z)..... O.K

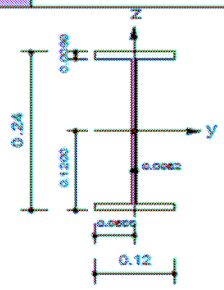
TRAVE PRINCIPALE INCLINATA - profilo IPE 240

midas Gen **Steel Checking Result**

Company		Project Title	
Author	ipt srl	File Name	N:\...\1410105 r5 cop biblio.mgb

1. Design Information

Design Code : Eurocode3:05
Unit System : kN, m
Member No : 12
Material : S275 (No:1)
(Fy = 275000, Es = 210000000)
Section Name : IPE240 incl (No:3)
(Rolled : IPE240).
Member Length : 4.89680



2. Member Forces

Axial Force Fxx = 89.2700 (LCB: 3, POS:1/2)
Bending Moments My = 16.5239, Mz = 0.00000
End Moments Myi = 0.00000, Myj = 0.00000 (for Lb)
Myi = 0.00000, Myj = 0.00000 (for Ly)
Mzi = 0.00000, Mzj = 0.00000 (for Lz)
Shear Forces Fyy = 0.00000 (LCB: 1, POS:I)
Fzz = -13.498 (LCB: 3, POS:I)

Depth	0.24000	Web Thick	0.00620
Top F Width	0.12000	Top F Thick	0.00980
Bot.F Width	0.12000	Bot.F Thick	0.00980
Area	0.00391	Asz	0.00149
Qyb	0.02790	Qzb	0.00180
Iyy	0.00004	Izz	0.00000
Ybar	0.06000	Zbar	0.12000
Wely	0.00032	Welz	0.00005
ry	0.09936	rz	0.02757

3. Design Parameters

Unbraced Lengths Ly = 4.89680, Lz = 4.89680, Lb = 4.89680
Effective Length Factors Ky = 1.00, Kz = 1.00
Equivalent Uniform Moment Factors Cmy = 1.00, Cmz = 1.00, CmLT = 1.00

4. Checking Results

Slenderness Ratio
L/r = 177.6 < 300.0 (Memb:12, LCB: 3)..... O.K
Axial Resistance
N_Ed/Nt_Rd = 89.27/1075.25 = 0.083 < 1.000 ..... O.K
Bending Resistance
M_Edy/M_Rdy = 16.5239/46.5359 = 0.355 < 1.000 ..... O.K
M_Edz/M_Rdz = 0.0000/19.9865 = 0.000 < 1.000 ..... O.K
Combined Resistance
RNRd = MAX[M_Edy/Mny_Rd, M_Edz/Mnz_Rd]
Rcom = N_Ed/(A*fy/Gamma_M0), Rbend = M_Edy/My_Rd + M_Edz/Mz_Rd
Rmax = MAX[RNRd, (Rcom+Rbend)] = 0.247 < 1.000 ..... O.K
Shear Resistance
V_Edy/Vy_Rd = 0.000 < 1.000 ..... O.K
V_Edz/Vz_Rd = 0.044 < 1.000 ..... O.K

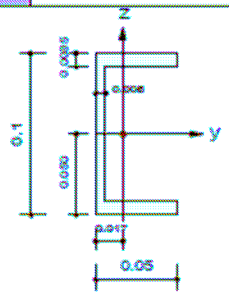
Profili secondari rompitratta - UPN100

midas Gen **Steel Checking Result**

Company		Project Title	
Author	ipt srl	File Name	N:\...\1410105 r5 cop biblio.mgb

1. Design Information

Design Code : Eurocode3:05
Unit System : kN, m
Member No : 8
Material : S275 (No:1)
(Fy = 275000, Es = 210000000)
Section Name : UPN100 (No:2)
(Rolled : UPN100).
Member Length : 2.44121



2. Member Forces

Axial Force Fxx = 0.00089 (LCB: 2, POS:1/2)
Bending Moments My = 6.56433, Mz = 0.00000
End Moments Myi = 0.00000, Myj = 0.00000 (for Lb)
Myi = 0.00000, Myj = 0.00000 (for Ly)
Mzi = 0.00000, Mzj = 0.00000 (for Lz)
Shear Forces Fyy = 0.00000 (LCB: 1, POS:I)
Fzz = 9.73899 (LCB: 2, POS:J)

Depth	0.10000	Web Thick	0.00600
Top F Width	0.05000	Top F Thick	0.00850
Bot.F Width	0.05000	Bot.F Thick	0.00850
Area	0.00135	Asz	0.00060
Qyb	0.00410	Qzb	0.00055
Iyy	0.00000	Izz	0.00000
Ybar	0.01687	Zbar	0.05000
Wely	0.00004	Welz	0.00001
ry	0.03910	rz	0.01470

3. Design Parameters

Unbraced Lengths Ly = 2.44121, Lz = 2.44121, Lb = 2.44121
Effective Length Factors Ky = 1.00, Kz = 1.00
Equivalent Uniform Moment Factors Cmy = 1.00, Cmz = 1.00, CmLT = 1.00

4. Checking Results

Slenderness Ratio
L/r = 166.1 < 300.0 (Memb:8, LCB: 2)..... O.K
Axial Resistance
N_Ed/Nt_Rd = 0.001/371.250 = 0.000 < 1.000 ..... O.K
Bending Resistance
M_Edy/M_Rdy = 6.5643/13.4750 = 0.487 < 1.000 ..... O.K
M_Edz/M_Rdz = 0.00000/4.93182 = 0.000 < 1.000 ..... O.K
Combined Resistance
RNRd = MAX[M_Edy/Mny_Rd, M_Edz/Mnz_Rd]
Rcom = N_Ed/(A*fy/Gamma_M0), Rbend = M_Edy/My_Rd + M_Edz/Mz_Rd
Rmax = MAX[RNRd, (Rcom+Rbend)] = 0.487 < 1.000 ..... O.K
Shear Resistance
V_Edy/Vy_Rd = 0.000 < 1.000 ..... O.K
V_Edz/Vz_Rd = 0.098 < 1.000 ..... O.K

5. Deflection Checking Results

L/ 250.0 = 0.0098 > 0.0065 (Memb:8, LCB: 5, POS: 1.2m, Dir-Z)..... O.K

4.2. SBARCO IN COPERTURA - PUTRELLE SU TERRAZZA PER SUPPORTO ORSOGRILL

Si tratta delle putrelle di sbarco in copertura verso la scala.

Analisi dei carichi

Lunghezza travi	L =	320	cm
Interasse di carico	L =	100	cm

Carichi su superficie

Carico permanente portato	p =	1,50	kN/m^2
Carico accidentale	q =	4,00	kN/m^2

Carichi a metro lineare

Peso proprio profilo		0,19	kN/m
Carico permanente portato		1,50	kN/m
Carico accidentale		4,00	kN/m
Carico totale distribuito	q =	5,69	kN/m

Coefficienti di combinazione

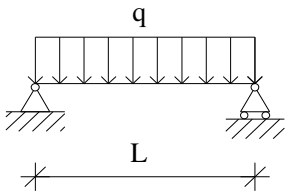
γg 1,3 γq 1,5

Carichi in combinazione

Permanente di calcolo		2,19	kN/m
Accidentale di calcolo		6,00	kN/m
Azione di calcolo totale	**Fd =**	**8,19**	**kN/m**

Caratteristiche della sezione e sollecitazioni

Nel calcolo si considera un modello a trave appoggiata



Lunghezza di calcolo	L =	320	cm
Interasse travi	i =	100	cm

Sollecitazioni agenti allo SLU

Appoggio/mezzeria

Sforzo normale		Ned =	0,00	kN
Sforzo di taglio =	Fd*L/2+Pd/2	Ted =	13,11	kN
Momento flettente =	$Fd*L^2/8+Pd*L/4$	Med =	1048,95	kNcm

Dimensionamento della sezione

profilo		**UPN 160**		
Altezza		16,00	cm	
Larghezza		6,50	cm	
Spessore ala	tf =	1,05	cm	
Spessore anima	tw =	0,75	cm	
Raggio di raccordo	r =	1,05	cm	
Area	A =	24,00	cm²	
Momento d'inerzia	J =	925	cm^4	
Modulo di resistenza el	Wel =	116	cm³	
Modulo di resistenza pl	Wpl =	138	cm³	
	fyk=	27,50	kN/cm²	**S275**

Classificazione delle sezioni

$\varepsilon = \sqrt{(235/fyk)}$ $\varepsilon =$ 0,92

- piattabande esterne soggette a compressione: cpe. = 9

c/t ≤ cpeε c = 4,70
t = 1,05 c/t = 4,48 < 8,32 **OK**

- parti interne soggette a compressione: cpi. = 72

c/t ≤ cpiε c= 11,80
t= 0,75 c/t = 15,73 < 66,56 **OK**

Si utilizza un **profilo** classe = **1**

Verifica della sezione

Fattore parziale globale relativo al modello di resistenza adottato γ_{M0} = 1,05

Momento flettente ***(mezzeria)*** Mrd = fyk*Wpl/γ_{M0} = 3604 > Med kNcm

Med/Mrd = 29% **OK**

per profilati a C od U caricati nel piano dell'anima
Area resistente a taglio Av = A–2*b*tf+(tw+r)*tf = 12,24 cm²

Taglio ***(appoggio)*** Trd = (fyk/3^½)*Av/gM = 185 > Ted kN

Ted/Trd = 7% **OK**

Verifica di deformabilità ***(mezzeria)***

Freccia massima $f = d_1 + d_2$

d_1 =	0,12	cm				
d_2 =	0,28	cm				
f =	0,40		<	1,28	cm	
L/f =	800,35		>	250		**OK**
d_2 =	0,28		<	1,07	cm	
L/d_2 =	1138,18		>	300		**OK**

Le verifiche risultano soddisfatte.

Il Progettista
delle Strutture

ALLEGATO 0

Analisi e verifiche svolte con l'ausilio dei codici di calcolo" art. 10.2 NTC 2008

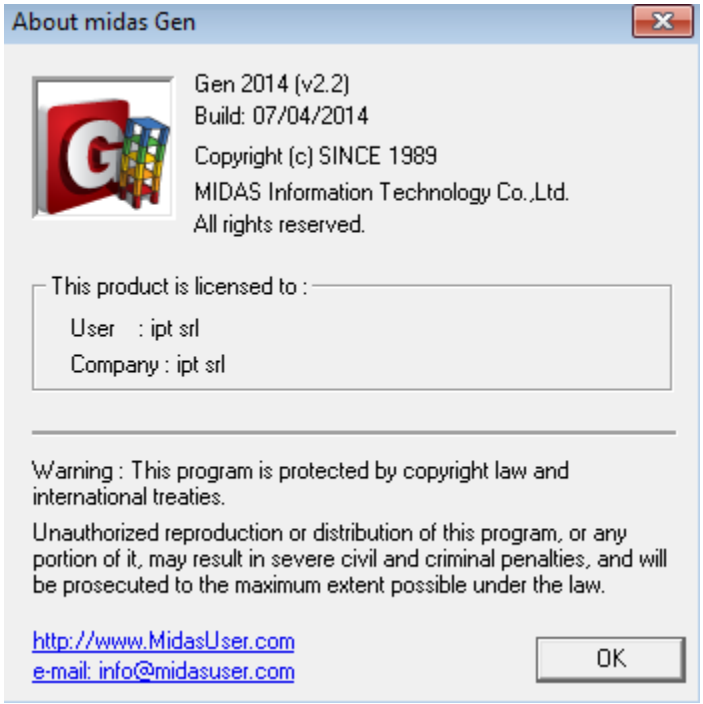
Origine e caratteristiche del codice di calcolo
Il software utilizzato per il calcolo è il MIDAS/Gen prodotto da

MIDAS Information Technology, Co., Ltd.
SKn Technopark Tech-center 15th fl. 190-1 Sangdaewon1-dong
Jungwon-gu, Seongnam, Gyeonggi-do, 462-721, Korea
Tel: 82-31-789-2000 Fax: 82-31-789-2001

MIDAS IT
MIDAS Information Technology Co., Ltd.

Il n° di serie della Licenza è: USGW000940
Intestato alla Ditta : IPT SRL

Si allega licenza d'uso



Analisi e verifiche svolte con l'ausilio di codici di calcolo - par.10.2 NTC 14.01.2008

§10.2.1 Tipo di analisi svolta

L'analisi strutturale e le verifiche sono condotte con l'ausilio di codici di calcolo automatico. La verifica della sicurezza degli elementi strutturali avviene con i metodi della scienza delle costruzioni. L'analisi strutturale sotto le azioni statiche è condotta con l'analisi statica utilizzando il metodo per la valutazione dello stato tenso-deformativo indotto da carichi statici. L'analisi strutturale sotto le azioni sismiche è condotta con il metodo dell'analisi dinamica modale e dello spettro di risposta in termini di accelerazione, secondo le disposizioni del DM. 14/01/2008 e della Circolare 617/2009.

§10.2.2 Origine e Caratteristiche dei Codici di Calcolo

MIDAS GEN 2013 - Di seguito si indicano l'origine e le caratteristiche dei codici di calcolo utilizzati riportando titolo, produttore e distributore, versione, estremi della licenza d'uso: USGW000940.

L'analisi strutturale viene effettuata con il metodo degli elementi finiti. Il metodo sopraindicato si basa sulla schematizzazione della struttura in elementi connessi solo in corrispondenza di un numero prefissato di punti denominati nodi. I nodi sono definiti dalle tre coordinate cartesiane in un sistema di riferimento globale. Le incognite del problema (nell'ambito del metodo degli spostamenti) sono le componenti di spostamento dei nodi riferite al sistema di riferimento globale (traslazioni secondo X, Y, Z, rotazioni attorno X, Y, Z). La soluzione del problema si ottiene con un sistema di equazioni algebriche lineari i cui termini noti sono costituiti dai carichi agenti sulla struttura opportunamente concentrati ai nodi. La verifica delle sezioni degli elementi strutturali è eseguita con il metodo degli Stati Limite. Le combinazioni di carico adottate sono esaustive relativamente agli scenari di carico più gravosi cui l'opera sarà soggetta.

§10.2.3 Affidabilità dei Codici di Calcolo

Un attento esame preliminare della documentazione a corredo dei software ha consentito di valutarne l'affidabilità e soprattutto l'idoneità al caso specifico. La documentazione, fornita dal produttore e distributore del software, contiene una esauriente descrizione delle basi teoriche e degli algoritmi impiegati, l'individuazione dei campi d'impiego, nonché casi prova interamente risolti e commentati, corredati dei file di input necessari a riprodurre l'elaborazione. La società produttrice ha verificato l'affidabilità e la robustezza del codice di calcolo attraverso un numero significativo di casi prova in cui i risultati dell'analisi numerica sono stati confrontati con soluzioni teoriche. E' possibile reperire la documentazione contenente alcuni dei più significativi casi trattati ai seguenti link:
MIDAS GEN - http://www.MidasUser.com

§10.2.4 Validazione dei Codici di Calcolo

Sono stati eseguiti controlli incrociati sui risultati di calcolo con stime semplificate che hanno confermato la bontà e l'accettabilità delle calcolazioni di dettaglio eseguite e allegate alla presente relazione.

§10.2.5 Modalità di presentazione dei risultati

La relazione di calcolo strutturale presenta i dati di calcolo tali da garantirne la leggibilità, la corretta interpretazione e la riproducibilità. In particolare la relazione di calcolo oltre a illustrare in modo esaustivo i dati in ingresso e i risultati delle analisi in forma tabellare, riporta una serie di immagini, almeno per le parti più sollecitate della struttura, tale da avere una sintesi completa e efficace del comportamento della struttura per l'analisi svolta.

§10.2.6 Informazioni generali sull'elaborazione

Il programma prevede una serie di controlli che consentono l'individuazione di errori di modellazione, del non rispetto delle limitazioni geometriche e della presenza di elementi non verificati. Al termine dell'analisi un controllo automatico identifica la presenza di spostamenti o rotazioni abnormi. Il codice di calcolo consente di visualizzare e controllare, sia in forma grafica che tabulare, la quasi totalità dei dati del modello strutturale, in modo da avere una visione consapevole del comportamento corretto del modello strutturale.

§10.2.7 Giudizio motivato di accettabilità dei risultati

I risultati delle elaborazioni sono stati sottoposti a controlli che ne comprovano l'attendibilità. Tale valutazione ha compreso il confronto con i risultati di semplici calcoli, eseguiti con metodi tradizionali e adottati anche in fase di primo dimensionamento della struttura. Inoltre, sulla base di considerazioni riguardanti gli stati tensionali e deformativi determinati, si è valutata la validità delle scelte operate in sede di schematizzazione e di modellazione della struttura e delle azioni. In base a quando detto, si può asserire che l'elaborazione è corretta ed idonea al caso specifico, pertanto i risultati di calcolo sono da ritenersi validi ed accettabili.

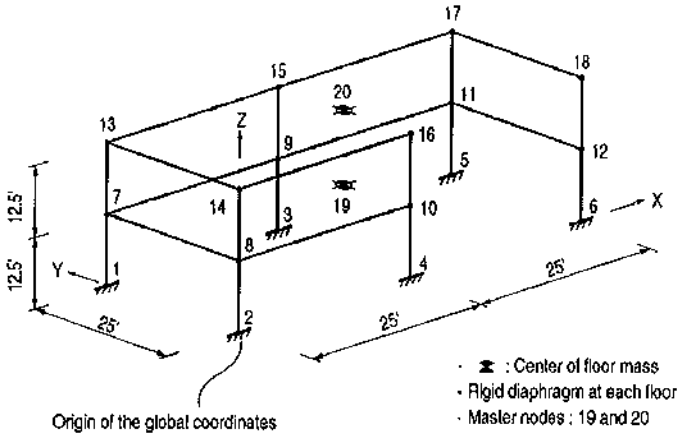
RS-3

Title

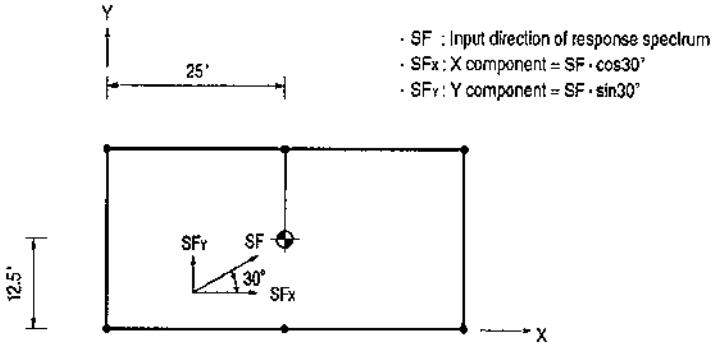
3-D, 2-story unsymmetrical structure

Description

Assume that each floor acts as a rigid diaphragm.
Calculate the natural frequencies.
Perform a response spectrum analysis.



(a) Structural analysis model



(b) Floor plan (Input direction of response spectrum)

Structural geometry and structural analysis model

Model

Analysis Type

3-D response spectrum analysis

Unit System

ft, kip

Dimension

Length 50 ft Width 25 ft Height 25 ft

Floor mass $M_x = M_y = 3.88$ kips · sec^2/ft

Rotational mass moment of inertia $M_{zz} = 1011$ kips · sec^2/ft

Damping ratio $\xi = 0.05$ (5 %)

Gravitational acceleration $g = 32.2$ ft/sec^2

Response spectrum data (Accelerations with respect to periods)

Unit : ft/sec^2

Period(sec)	0.0	0.1	0.125	0.167	0.182	0.200	0.250	0.333
Acceleration	0.400	0.581	0.628	0.787	0.9439	1.0056	0.7980	0.8806
Period (sec)	0.431	0.500	0.667	1.000	1.273	2.000	10.00	100.0
Acceleration	0.9212	1.0466	0.6418	0.4822	0.2586	0.1602	0.0102	0.0

Element

Beam element

Material

Modulus of elasticity E = 432000 ksf

Section Property

Columns	Area	$A = 2.25$ ft^2
	Moment of inertia	$I_{yy} = 0.4219$ ft^4 ($= I_{zz}$)
Beams	Moment of inertia	$I_{yy} = 0.6667$ ft^4

Boundary Condition

Nodes 1 ~ 6 ; Constrain all DOFs.

Nodes 19 and 20 ; Constrain Dx, Dy and Rz of all nodes at each floor to these nodes. (Master nodes)

Analysis Case

Floor masses are assigned to the master nodes at each floor in the directions of X and Y-axes. Mass moment of inertia about Z-axis is assigned to each master nodes. The response spectrum data act in the direction 30 degrees counterclockwise from the X-axis.

Number of natural frequencies to be computed = 6

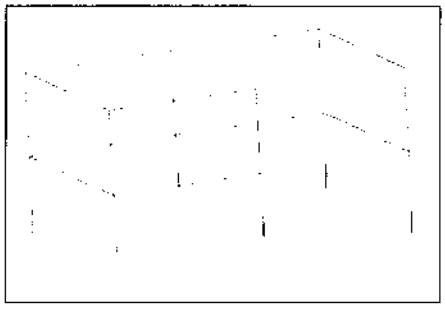
Results

Eigenvalue Analysis Results

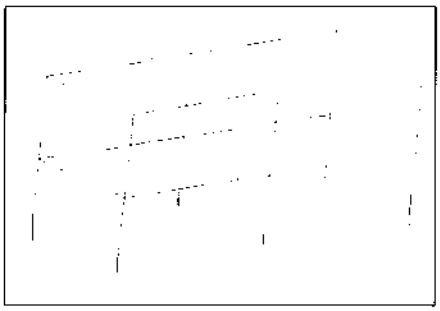
EIGENVALUE ANALYSIS												
Mode No	Frequency (rad/sec)	Frequency (cycle/sec)	Period (sec)	Tolerance								
1	15,154782	2,411959	0,414601	6,1876e-016								
2	16,741843	2,664547	0,375298	0,0000e+000								
3	25,795993	4,105560	0,243572	3,4169e-016								
4	54,729236	8,710428	0,114805	1,4878e-014								
5	56,964908	9,066247	0,110299	4,0640e-015								
6	86,225648	13,723238	0,072869	8,8688e-014								
MODAL PARTICIPATION MASSES(%) PRINTOUT												
Mode No	TRAN-X		TRAN-Y		TRAN-Z		ROTN-X		ROTN-Y		ROTN-Z	
	MASS	SUM	MASS	SUM	MASS	SUM	MASS	SUM	MASS	SUM	MASS	SUM
1	0,00	0,00	86,57	86,57	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
2	86,97	86,97	0,00	86,57	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00	1,00
3	1,19	88,16	0,00	86,57	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	87,60	88,61
4	0,00	88,16	13,43	100,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	88,61
5	11,83	99,99	0,00	100,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,12	88,73
6	0,01	100,00	0,00	100,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	11,27	100,00
EIGENVECTOR												

Displacements

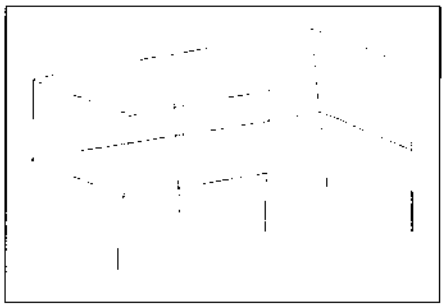
	Node	Load	DX (ft)	DY (ft)	DZ (ft)	RX ([rad])	RY ([rad])	RZ ([rad])
▶	19	RESP	0.048868	0.034028	0.000000	0.000000	0.000000	0.000323
	20	RESP	0.105880	0.078156	0.000000	0.000000	0.000000	0.000796



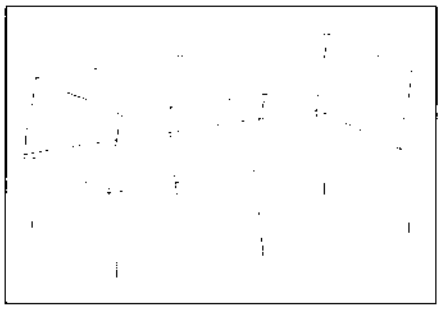
(a) 1st vibration mode



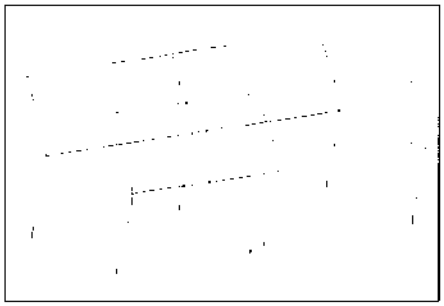
(b) 2nd vibration mode



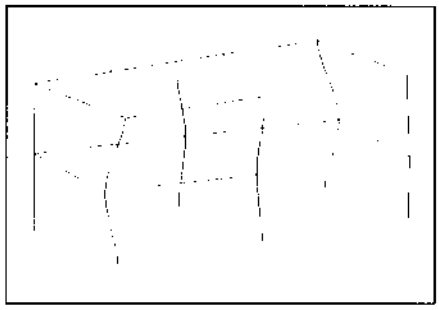
(c) 3rd vibration mode



(d) 4th vibration mode



(e) 5th vibration mode



(f) 6th vibration mode

Vibration modes of the structure

Comparison of Results

Unit : sec

Vibration mode	Natural period	
	SAP2000	MIDAS/Gen
1 st	0.4146	0.4146
2 nd	0.3753	0.3753
3 rd	0.2436	0.2436
4 th	0.1148	0.1148
5 th	0.1103	0.1103
6 th	0.0729	0.0729

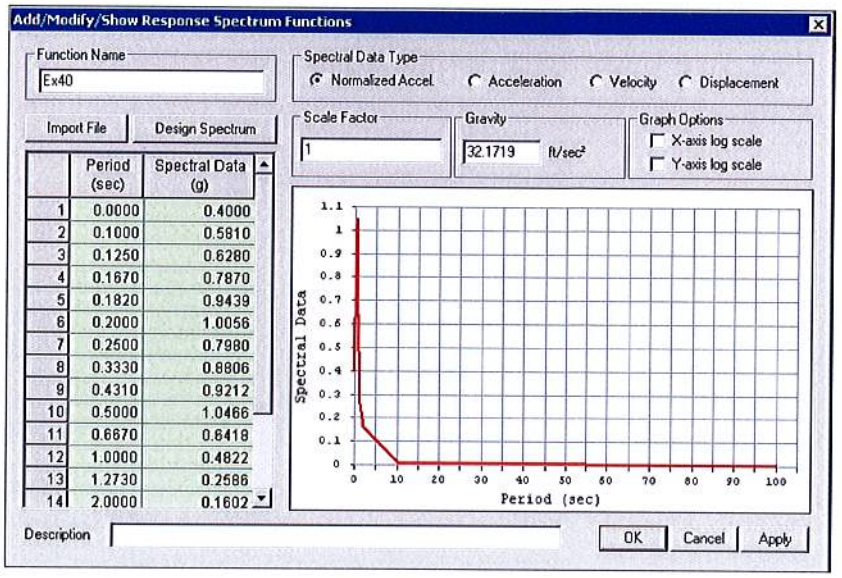
Unit : ft

Node	Displacement component	Displacement at the master node	
		SAP2000	MIDAS/Gen
19	X displacement	0.0489	0.0489
	Y displacement	0.0341	0.0340
	Z rotational displacement	0.0003	0.0003
20	X displacement	0.1060	0.1059
	Y displacement	0.0782	0.0782
	Z-rotational displacement	0.0008	0.0008

Reference

"*SAP90, A Series of Computer Programs for the Finite Element Analysis of Structures, Structural Analysis Verification Manual*", Computer and Structures, Inc., 1992, Example 8.

Response Spectrum Data



	Period (sec)	Spectral Data (g)
1	0.0000	0.4000
2	0.1000	0.5810
3	0.1250	0.6280
4	0.1670	0.7870
5	0.1820	0.9439
6	0.2000	1.0056
7	0.2500	0.7980
8	0.3330	0.8806
9	0.4310	0.9212
10	0.5000	1.0466
11	0.6670	0.6418
12	1.0000	0.4822
13	1.2730	0.2586
14	2.0000	0.1602

Certificate of Registration

nqa global assurance

This is to certify that the Environmental Management System of

MIDAS INFORMATION TECHNOLOGY CO., LTD.
MIDAS IT dong, Pangyo Seven Venture Valley, #633, Sampyeong-dong, Bundang-gu, Seongnam-si, Gyeonggi-do, 463-400, Korea

applicable to

Engineering solution development (computer modeling, simulation, structural analysis) and engineering consulting service

has been assessed and registered by NQA against the provisions of

BS EN ISO 14001 : 2004

This registration is subject to the company maintaining an environmental management system, to the above standard, which will be monitored by NQA.

Certificate No:	E 3950
Date:	18 October 2010
Reissued:	16 September 2011
Valid Until:	16 September 2014

Head of NQA

UKAS ENVIRONMENTAL MANAGEMENT 015

The use of the UKAS Accreditation Mark indicates accreditation in respect of those activities covered by the accreditation certificate number 015 held by NQA.
NQA is a trading division of Ascertiva Group Ltd, Registration No. 02513162. Registered Office: Warwick House, Houghton Hall Park, Houghton Regis, Dunstable, Bedfordshire, LU5 5ZX.
This certificate is the property of NQA and must be returned on request.

Certificate of Registration

nqa global assurance

This is to certify that the Quality Management System of

MIDAS INFORMATION TECHNOLOGY CO., LTD.
MIDAS IT dong, Pangyo Seven Venture Valley, #633, Sampyeong-dong, Bundang-gu, Seongnam-si, Gyeonggi-do, 463-400, Korea

applicable to

Engineering solution development (computer modeling, simulation, structural analysis) and engineering consulting service

has been assessed and registered by NQA against the provisions of

BS EN ISO 9001 : 2008

This registration is subject to the company maintaining a quality management system, to the above standard, which will be monitored by NQA.

Certificate No:	26712
Date:	18 October 2010
Reissued:	16 September 2011
Valid Until:	16 September 2014
EAC Code:	33

Head of NQA

UKAS QUALITY MANAGEMENT 015

The use of the UKAS Accreditation Mark indicates accreditation in respect of those activities covered by the accreditation certificate number 015 held by NQA.
NQA is a trading division of Ascertiva Group Ltd, Registration No. 02513162. Registered Office: Warwick House, Houghton Hall Park, Houghton Regis, Dunstable, Bedfordshire, LU5 5ZX.
This certificate is the property of NQA and must be returned on request.

ALLEGATO 01
INTERVENTO 1 – scala entro cavedio

INTERVENTO 1 - scala entro cavedio

rif. Mod. 1410015 r4

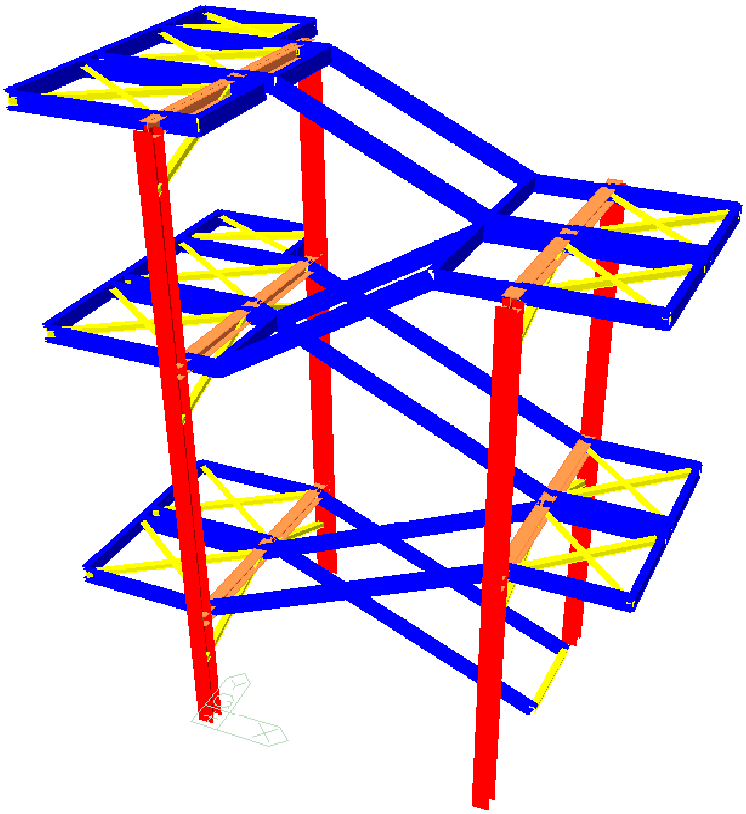
Modello 3D

colonne HE200A

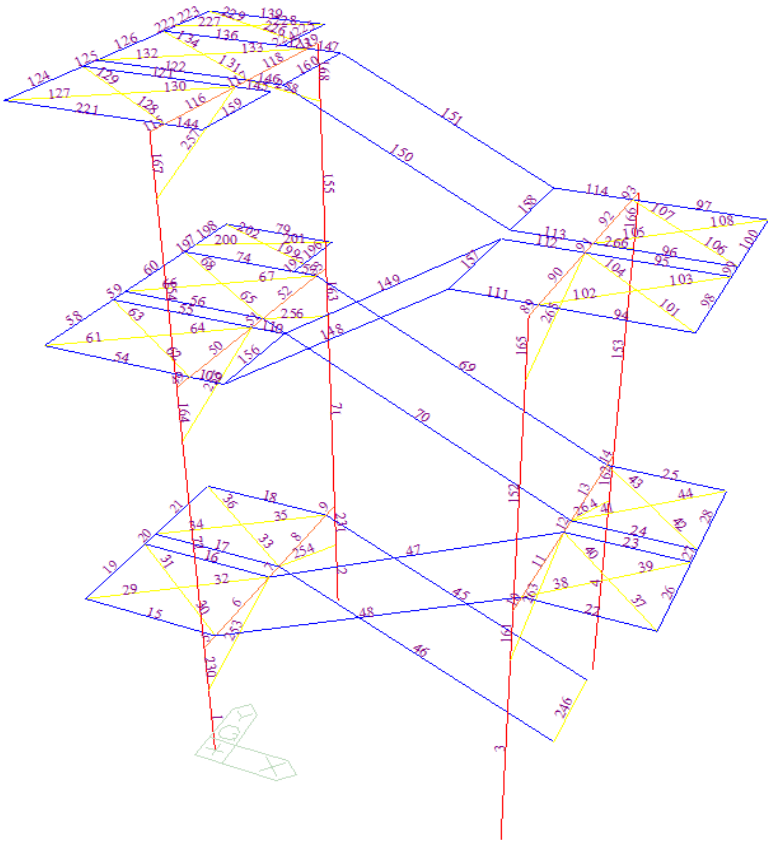
travi HE160A

cosciali UPN200

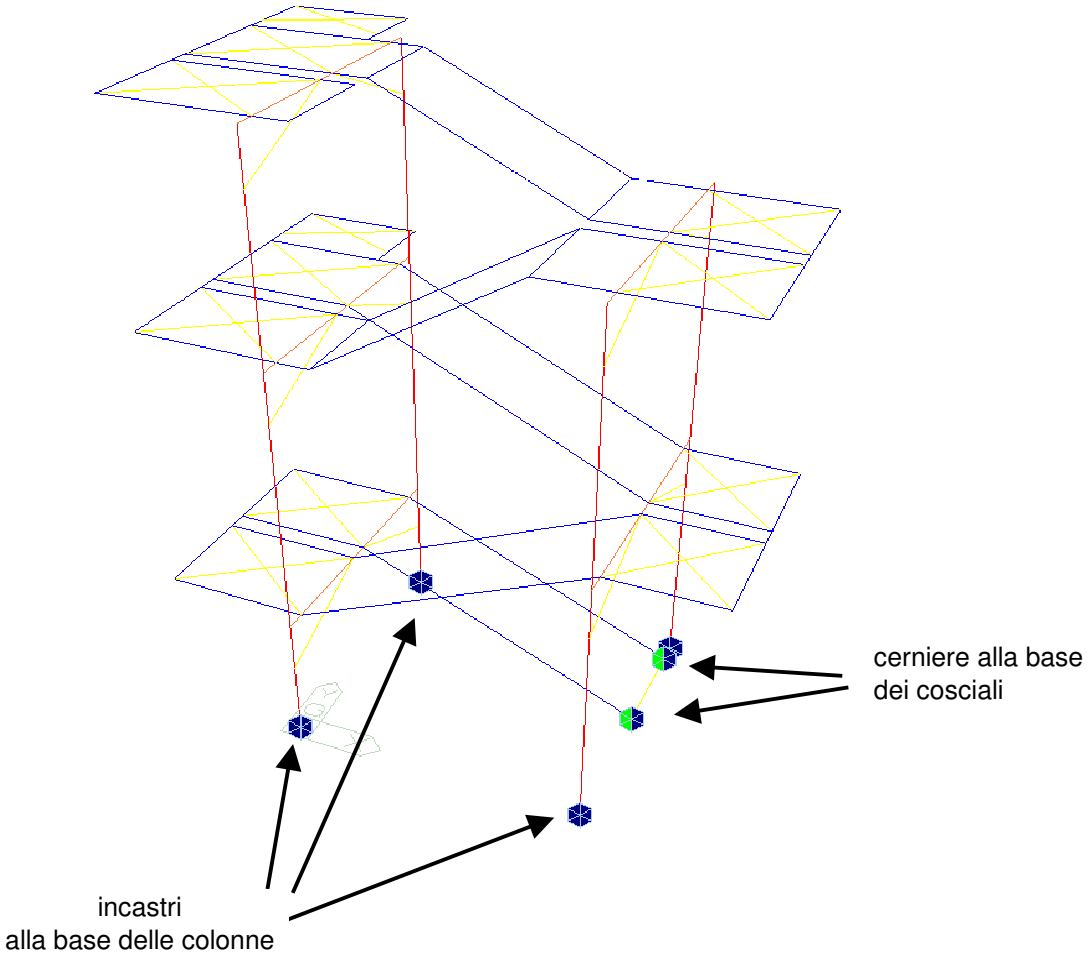
L 80x80x10



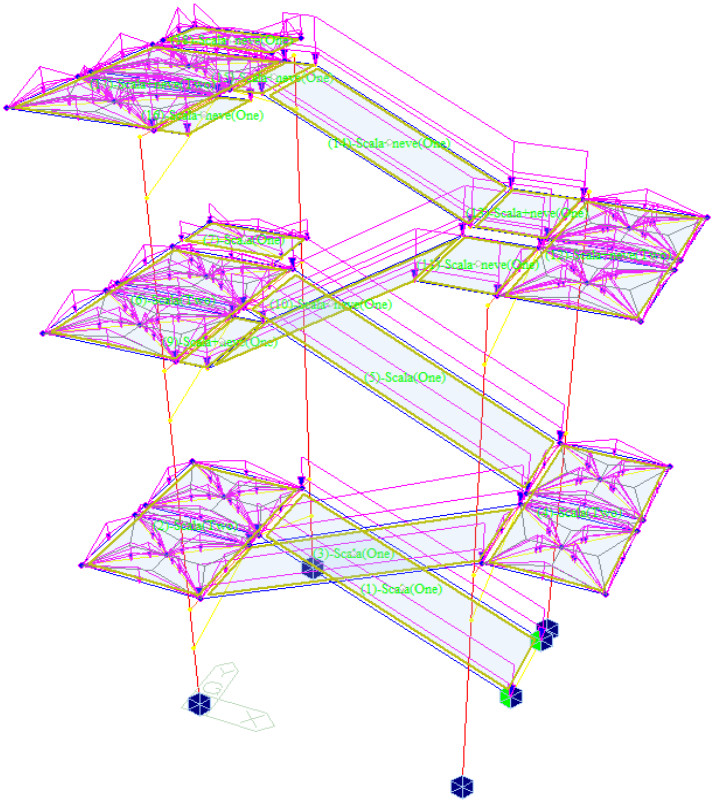
Identificazione elementi



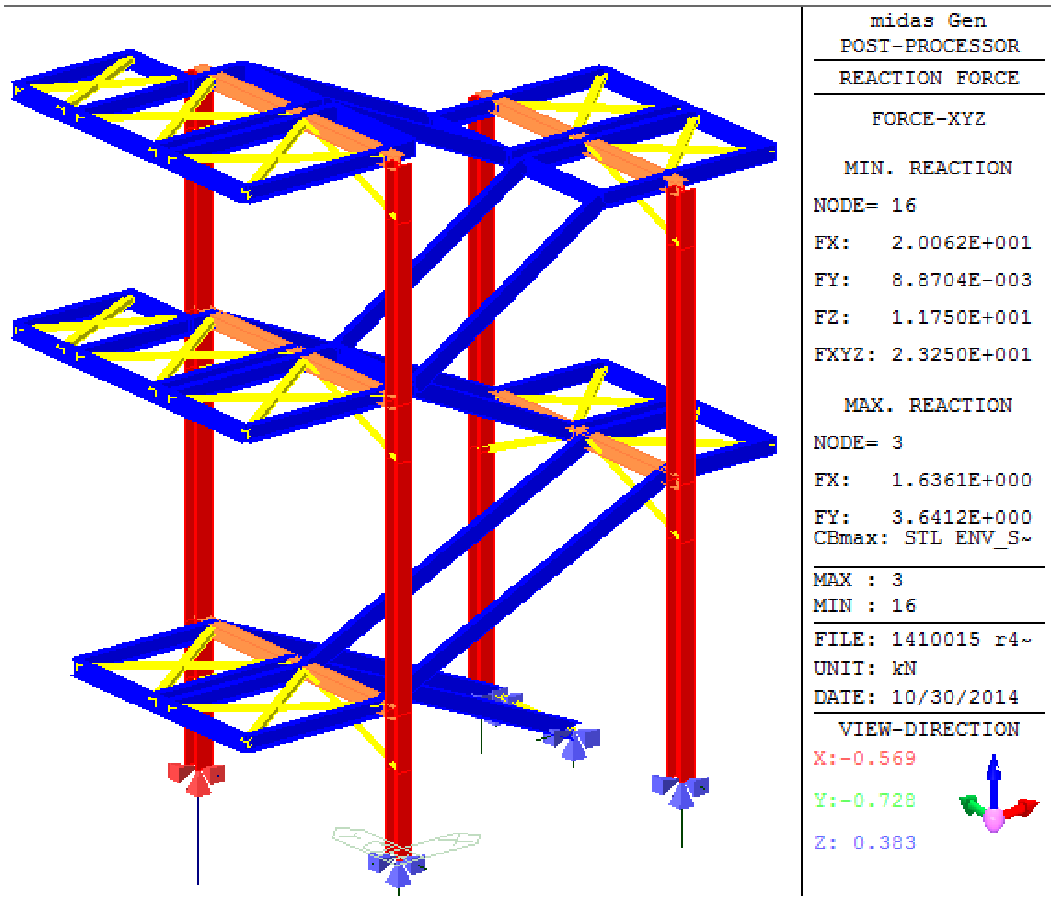
Vincoli



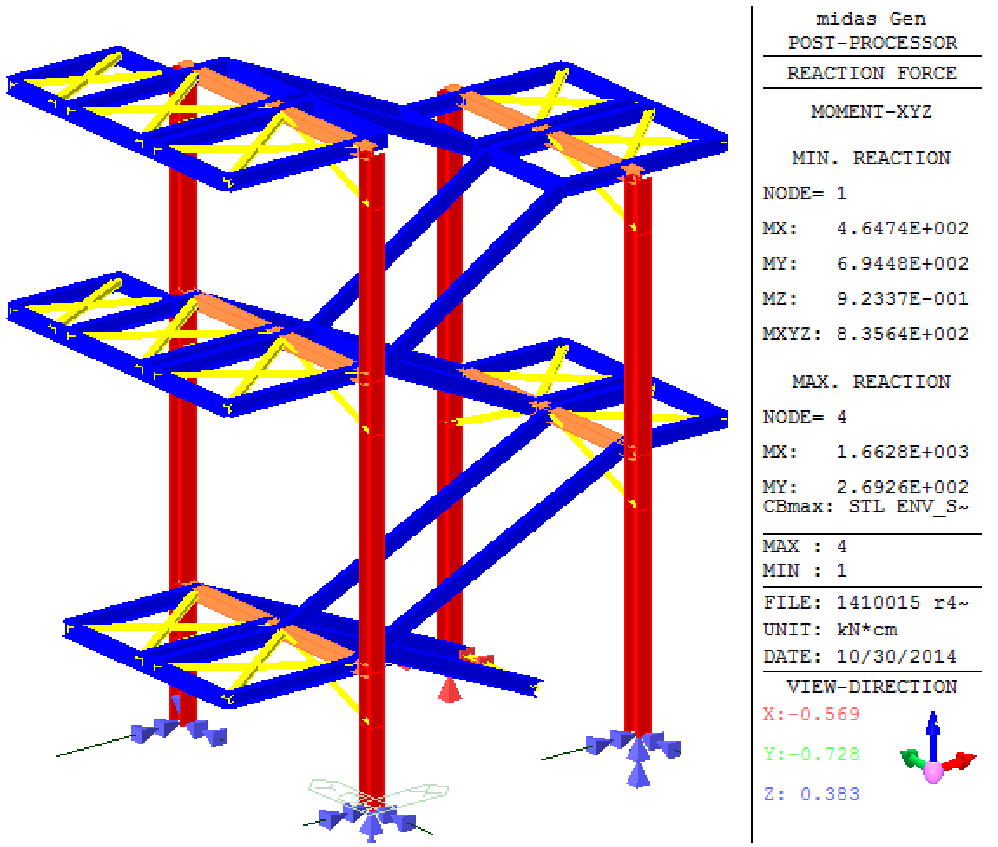
Carichi statici



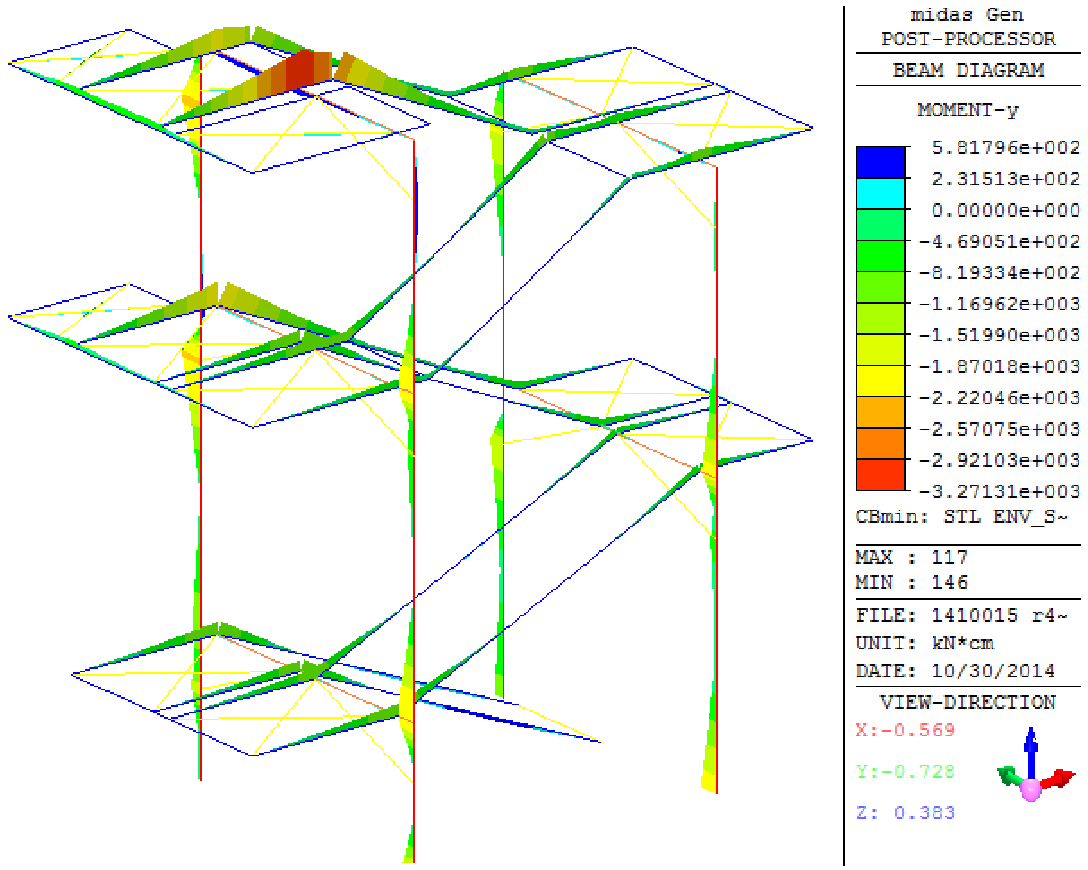
Reazioni vincolari - traslazioni - SLV

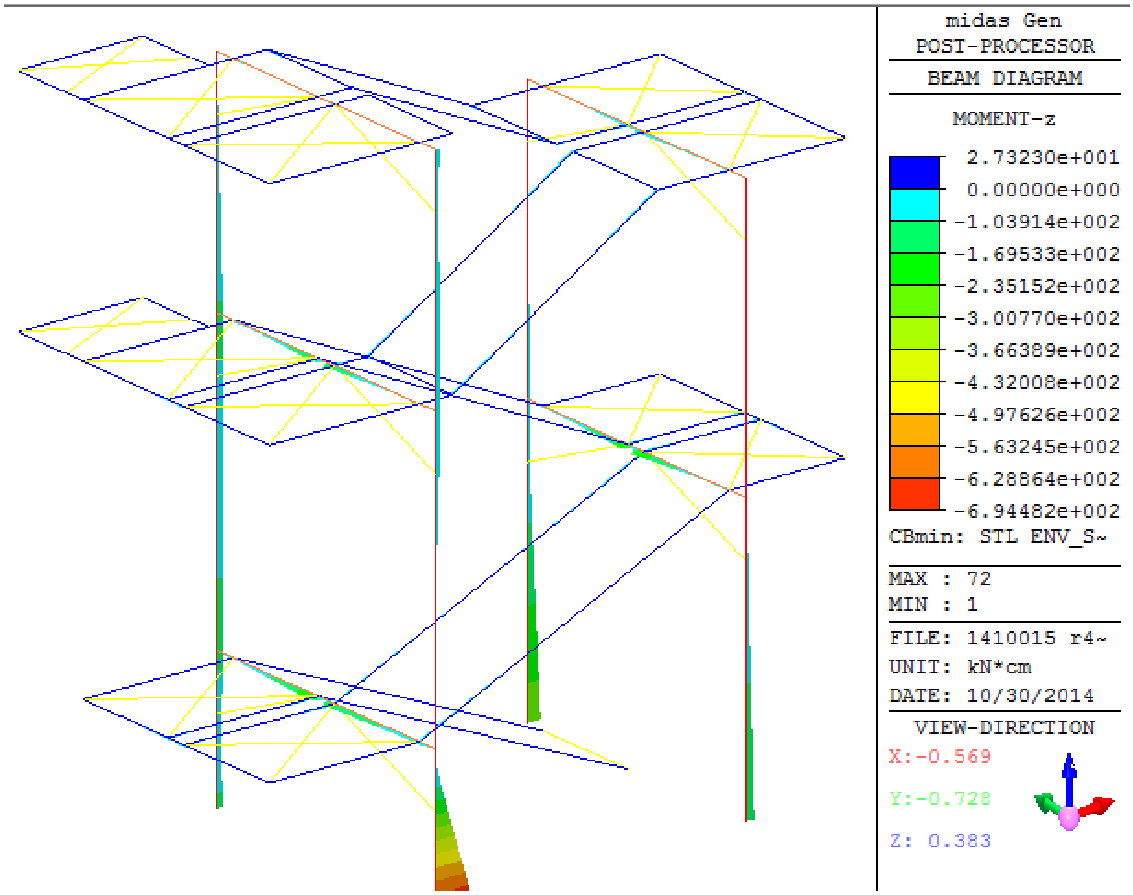


Reazioni vincolari - rotazioni - SLV

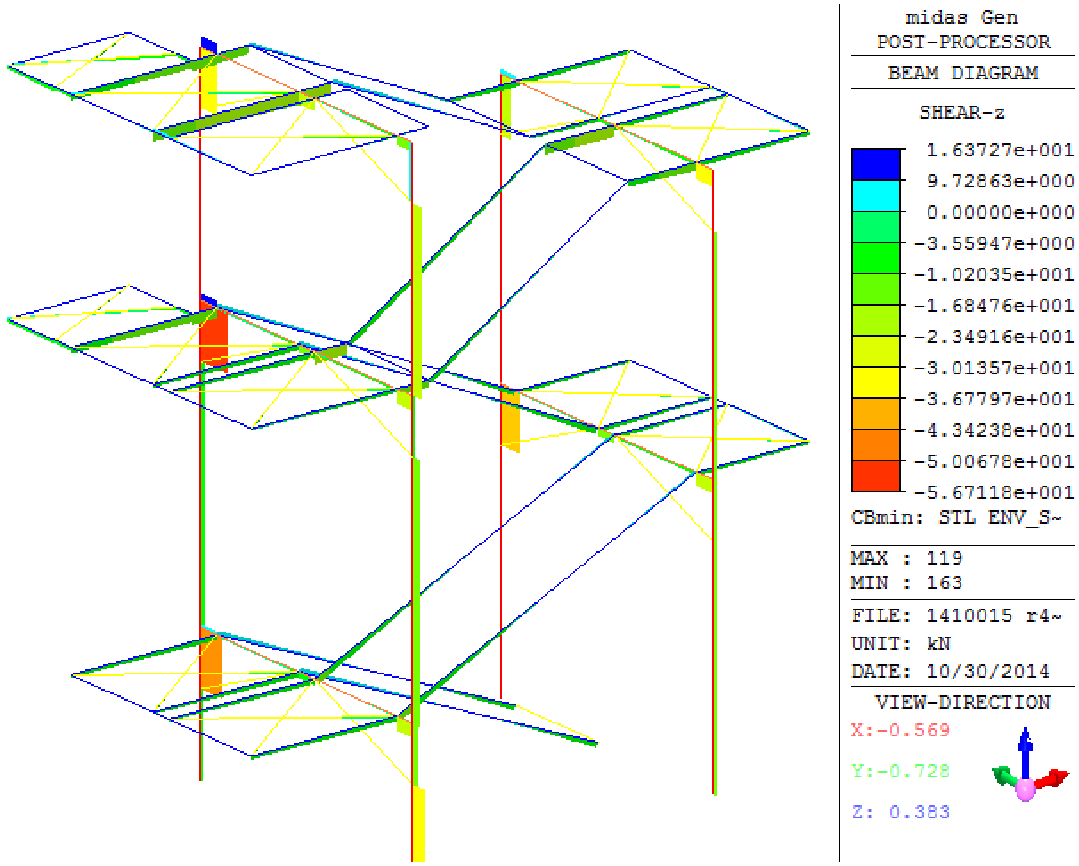


Inviluppo dei momenti flettenti - SLV

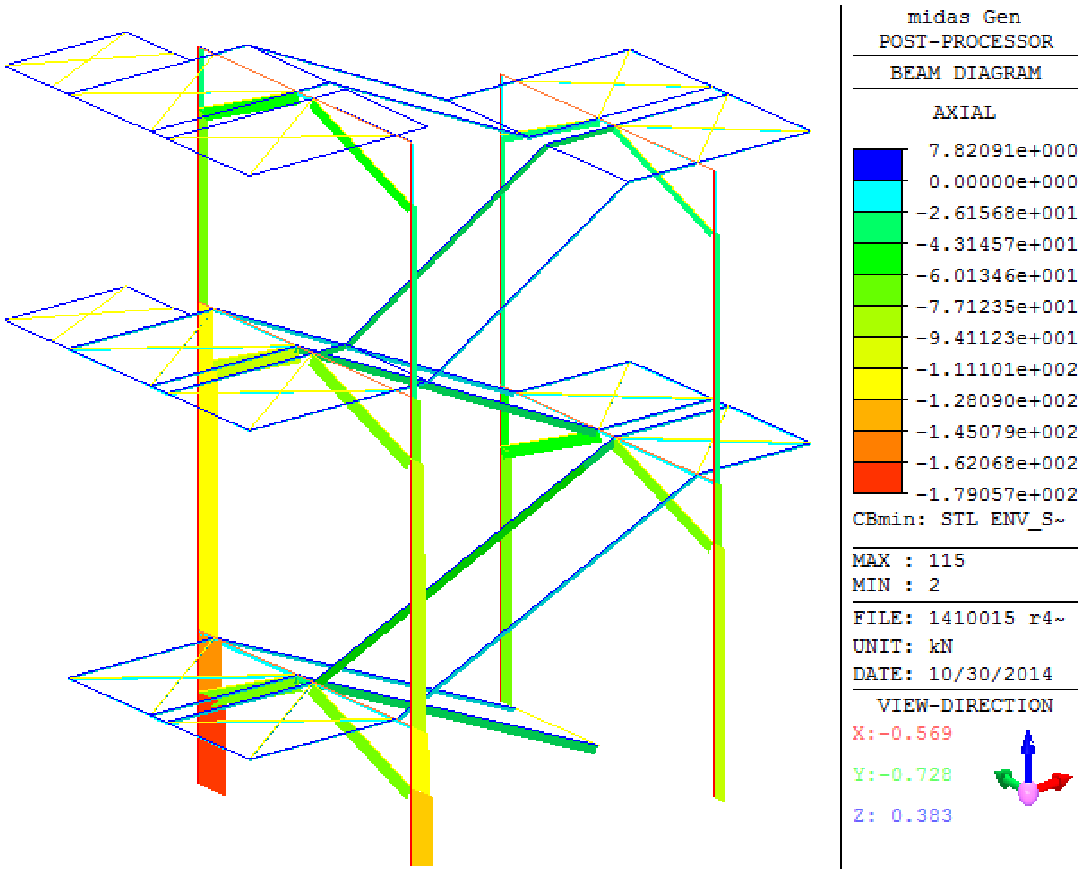




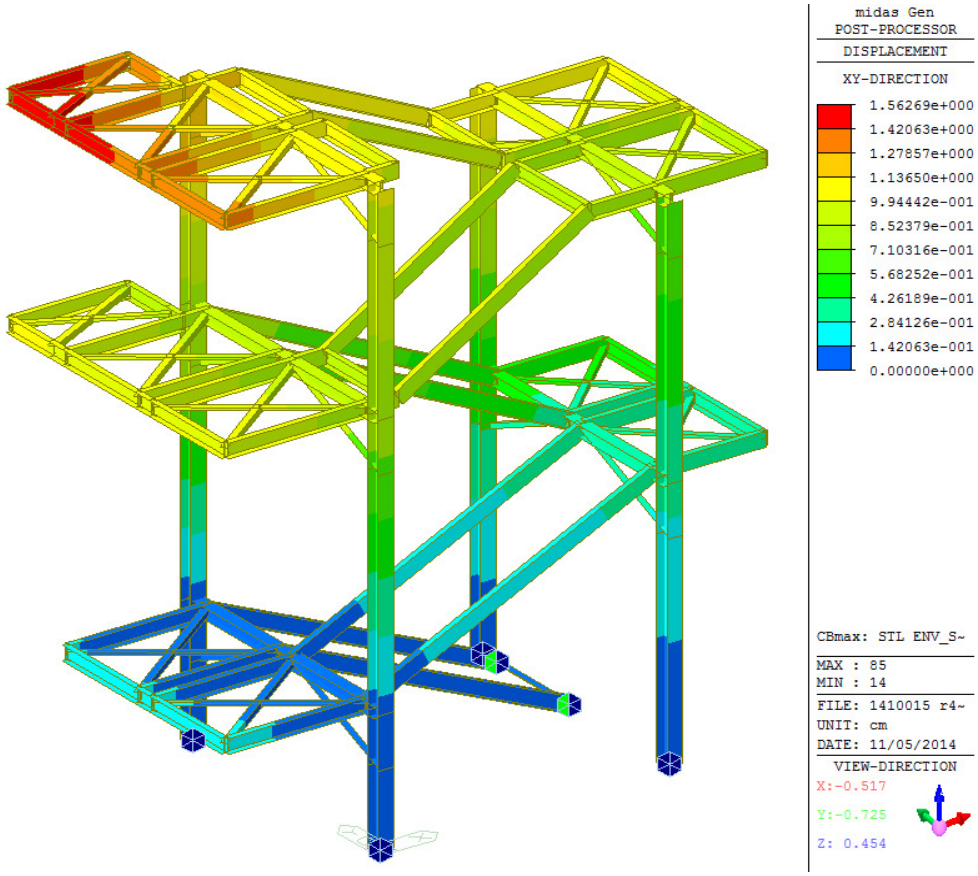
Inviluppo dei tagli - SLV



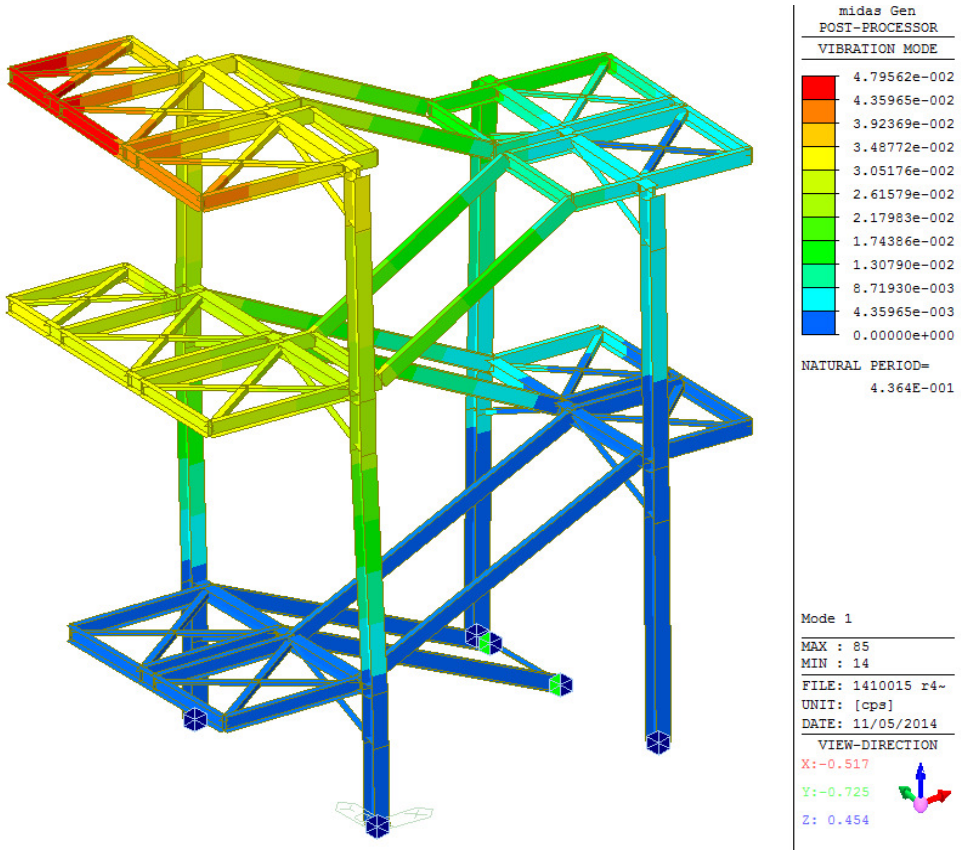
Inviluppo delle sollecitazioni assiali - SLV



Spostamenti massimi (SLD)



Primo modo di vibrare



*** PROJECT INFORMATION

Project Name : 1410015 r4 - INTERVENTO 1
Date : 2014/11/5

*** CONTROL DATA

Panel Zone Effect : Do not Calculate
Unit System : KN, CM
Definition of Frame
- X Direction of Frame : Unbraced I Sway
- Y Direction of Frame : Unbraced I Sway
- Design Type : 3-D
Design Code
- Steel : Eurocode3:05
- Concrete : Eurocode2:04
- SRC : SSRC79

*** LOAD CASE DATA

NO	NAME	TYPE	SELF WEIGHT FACTOR X	Y	Z	DESCRIPTION
1	PP	D	0.000	0.000	-1.000	Peso proprio
2	G	D	0.000	0.000	0.000	Permanenti portati
3	Q	L	0.000	0.000	0.000	Accidentali
4	N	S	0.000	0.000	0.000	Neve

*** MATERIAL PROPERTY DATA

NO	NAME	TYPE	MODULUS OF ELASTICITY	SHEAR MODULUS	THERMAL COEFF.	POISSON RATIO	WEIGHT DENSITY
1	S275	STEEL	2.1e+004	8077	6.667e-006	0.3	7.698e-005

NO	NAME	TYPE	STRENGTH OF DESIGN MATERIAL STEEL	CONCRETE	MAIN REBAR	SUB REBAR
1	S275	STEEL	27.5	-	-	-

*** STORY DATA

NAME	LEVEL	HEIGHT	FLOOR DIAPHRAGM
Roof	840.000	0.000	Do not consider
1F	0.000	840.000	Do not consider

*** NODE DATA

NO	X	Y	Z	TEMPERATURE
1	0	0	0	0
2	370	0	0	0

3	0	335	0	0
4	370	335	0	0
5	0	0	175	0
6	0	335	175	0
7	370	0	360	0
8	370	335	360	0
9	0	25	175	0
11	0	155	175	0
13	0	180	175	0
14	370	180	0	0
15	0	310	175	0
16	370	310	0	0
17	370	25	360	0
18	370	155	360	0
19	370	180	360	0
20	370	310	360	0
21	-180	25	175	0
22	-180	155	175	0
23	-180	180	175	0
24	-180	310	175	0
25	510	25	360	0
26	510	155	360	0
27	510	180	360	0
28	510	310	360	0
29	-90	90	175	0
30	-90	245	175	0
31	440	90	360	0
32	440	245	360	0
33	0	0	550	0
34	0	25	550	0
35	0	155	550	0
36	0	180	550	0
37	0	310	550	0
38	0	335	550	0
39	-180	25	550	0
40	-180	155	550	0
41	-180	180	550	0
42	-180	310	550	0
43	-90	90	550	0
44	-90	245	550	0
46	-30	310	550	0
47	-180	410	550	0
48	-30	410	550	0
53	370	0	715	0
54	370	25	715	0
55	370	155	715	0
56	370	180	715	0
57	370	310	715	0
58	370	335	715	0
59	510	25	715	0
60	510	155	715	0
61	510	180	715	0
62	510	310	715	0
63	440	90	715	0
64	440	245	715	0
65	40	25	550	0
66	40	155	550	0
67	285	25	715	0
68	285	155	715	0
69	285	180	715	0
70	285	310	715	0
71	0	0	840	0
72	0	25	840	0
73	0	155	840	0
74	0	180	840	0
75	0	310	840	0
76	0	335	840	0
78	-180	155	840	0
79	-180	180	840	0
80	-30	310	840	0
81	-180	25	840	0
82	-180	310	840	0
83	-90	90	840	0
84	-90	245	840	0

85	-180	410	840	0
86	-30	410	840	0
88	40	25	840	0
89	40	155	840	0
90	40	180	840	0
91	40	310	840	0
92	370	0	290	0
93	370	335	290	0
94	0	335	480	0
95	0	0	480	0
96	370	0	645	0
97	370	335	645	0
98	0	0	770	0
99	0	335	770	0
108	-30	335	550	0
109	-180	335	550	0
110	-105	372.5	550	0
116	-30	335	840	0
117	-180	335	840	0
119	-105	372.5	840	0
120	0	0	105	0
121	0	335	105	0

*** SUPPORT / SPECIFIED DISPLACEMENT / POINT SPRING SUPPORT

** SUPPORT / SPECIFIED DISPLACEMENT

NODE	SUPPORT	SPECIFIED DISPLACEMENT					
	DDDRRR	Dx	Dy	Dz	Rx	Ry	Rz
1	111111	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
2	111111	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
3	111111	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
4	111111	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
14	111000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
16	111000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000

*** SECTION PROPERTY DATA

NO	NAME	SHAPE	H	B	tw	tf1	r1
1	HEA200	H	19	20	0.65	1	1.8
2	UPN200	C	20	7.5	0.85	1.15	1.15
3	L70x6	L	7	7	0.6	0.6	0
4	HEA160	H	15.2	16	0.6	0.9	1.5
5	L80x10	L	8	8	1	1	0

NO	NAME	STIFFNESS SCALE FACTOR							
		A	Asy	Asz	Ix	Iy	Iz	W	Boundary Group
1	HEA200								
2	UPN200								
3	L70x6								
4	HEA160								
5	L80x10								

NO	NAME	AREA	MOMENT OF INERTIA			SHAPE FACTOR	
		[SRC:EQIV.]	Ix	Iy	Iz	k-Y	k-Z
1	HEA200	53.8	14.98	3690	1340	0.6196	0.2296
2	UPN200	32.2	11.03	1910	148	0.4464	0.528
3	L70x6	8.13	0.9648	36.9	36.9	0.4305	0.4305
4	HEA160	38.8	8.806	1670	616	0.6186	0.2351

5	L80x10	15.1	5	87.5	87.5	0.4415	0.4415

NO	NAME	SECTION MODULUS Sy I or CONC.	SECTION MODULUS Sy J or STEEL	SECTION MODULUS Sz I or CONC.	SECTION MODULUS Sz J or STEEL
1	HEA200	389	389	134	134
2	UPN200	191	191	27	27
3	L70x6	7.32	7.32	7.32	7.32
4	HEA160	220	220	76.9	76.9
5	L80x10	15.5	15.5	15.5	15.5

*** BEAM MEMBER DATA

NO	NODAL CONNECTIVITY I	NODAL CONNECTIVITY J	BEAM END RELEASE I	BEAM END RELEASE J	MATERIAL	SECTION	LENGTH
1	1	120	-	-	S275	HEA200	105
2	3	121	-	-	S275	HEA200	105
3	2	92	-	-	S275	HEA200	290
4	4	93	-	-	S275	HEA200	290
5	5	9	000011	000000	S275	HEA160	25
6	9	11	-	-	S275	HEA160	130
7	11	13	-	-	S275	HEA160	25
8	13	15	-	-	S275	HEA160	130
9	15	6	000000	000011	S275	HEA160	25
10	7	17	000011	000000	S275	HEA160	25
11	17	18	-	-	S275	HEA160	130
12	18	19	-	-	S275	HEA160	25
13	19	20	-	-	S275	HEA160	130
14	20	8	000000	000011	S275	HEA160	25
15	9	21	-	-	S275	UPN200	180
16	11	22	-	-	S275	UPN200	180
17	13	23	-	-	S275	UPN200	180
18	15	24	-	-	S275	UPN200	180
19	21	22	-	-	S275	UPN200	130
20	22	23	-	-	S275	UPN200	25
21	23	24	-	-	S275	UPN200	130
22	17	25	-	-	S275	UPN200	140
23	18	26	-	-	S275	UPN200	140
24	19	27	-	-	S275	UPN200	140
25	20	28	-	-	S275	UPN200	140
26	25	26	-	-	S275	UPN200	130
27	26	27	-	-	S275	UPN200	25
28	27	28	-	-	S275	UPN200	130
29	21	29	000011	000000	S275	L80x10	111
30	9	29	000011	000000	S275	L80x10	111
31	29	22	000000	000011	S275	L80x10	111
32	29	11	000000	000011	S275	L80x10	111
33	13	30	000011	000000	S275	L80x10	111
34	23	30	000011	000000	S275	L80x10	111
35	30	15	000000	000011	S275	L80x10	111
36	30	24	000000	000011	S275	L80x10	111
37	25	31	000011	000000	S275	L80x10	95.52
38	17	31	000011	000000	S275	L80x10	95.52
39	31	26	000000	000011	S275	L80x10	95.52
40	31	18	000000	000011	S275	L80x10	95.52
41	19	32	000011	000000	S275	L80x10	95.52
42	27	32	000011	000000	S275	L80x10	95.52
43	32	20	000000	000011	S275	L80x10	95.52
44	32	28	000000	000011	S275	L80x10	95.52
45	16	15	-	-	S275	UPN200	409.3
46	14	13	-	-	S275	UPN200	409.3
47	11	18	-	-	S275	UPN200	413.7
48	9	17	-	-	S275	UPN200	413.7
49	33	34	000011	000000	S275	HEA160	25
50	34	35	-	-	S275	HEA160	130
51	35	36	-	-	S275	HEA160	25
52	36	37	-	-	S275	HEA160	130
53	37	38	000000	000011	S275	HEA160	25

54	34	39	-	-	S275	UPN200	180
55	35	40	-	-	S275	UPN200	180
56	36	41	-	-	S275	UPN200	180
57	37	46	-	-	S275	UPN200	30
58	39	40	-	-	S275	UPN200	130
59	40	41	-	-	S275	UPN200	25
60	41	42	-	-	S275	UPN200	130
61	39	43	000011	000000	S275	L80x10	111
62	34	43	000011	000000	S275	L80x10	111
63	43	40	000000	000011	S275	L80x10	111
64	43	35	000000	000011	S275	L80x10	111
65	36	44	000011	000000	S275	L80x10	111
66	41	44	000011	000000	S275	L80x10	111
67	44	37	000000	000011	S275	L80x10	111
68	44	42	000000	000011	S275	L80x10	111
69	20	37	-	-	S275	UPN200	415.9
70	19	36	-	-	S275	UPN200	415.9
71	6	94	-	-	S275	HEA200	305
72	5	95	-	-	S275	HEA200	305
74	46	42	-	-	S275	UPN200	150
79	48	47	-	-	S275	UPN200	150
89	53	54	000011	000000	S275	HEA160	25
90	54	55	-	-	S275	HEA160	130
91	55	56	-	-	S275	HEA160	25
92	56	57	-	-	S275	HEA160	130
93	57	58	000000	000011	S275	HEA160	25
94	54	59	-	-	S275	UPN200	140
95	55	60	-	-	S275	UPN200	140
96	56	61	-	-	S275	UPN200	140
97	57	62	-	-	S275	UPN200	140
98	59	60	-	-	S275	UPN200	130
99	60	61	-	-	S275	UPN200	25
100	61	62	-	-	S275	UPN200	130
101	59	63	000011	000000	S275	L80x10	95.52
102	54	63	000011	000000	S275	L80x10	95.52
103	63	60	000000	000011	S275	L80x10	95.52
104	63	55	000000	000011	S275	L80x10	95.52
105	56	64	000011	000000	S275	L80x10	95.52
106	61	64	000011	000000	S275	L80x10	95.52
107	64	57	000000	000011	S275	L80x10	95.52
108	64	62	000000	000011	S275	L80x10	95.52
109	34	65	-	-	S275	UPN200	40
110	35	66	-	-	S275	UPN200	40
111	54	67	-	-	S275	UPN200	85
112	55	68	-	-	S275	UPN200	85
113	56	69	-	-	S275	UPN200	85
114	57	70	-	-	S275	UPN200	85
115	71	72	000011	000000	S275	HEA160	25
116	72	73	-	-	S275	HEA160	130
117	73	74	-	-	S275	HEA160	25
118	74	75	-	-	S275	HEA160	130
119	75	76	000000	000011	S275	HEA160	25
121	73	78	-	-	S275	UPN200	180
122	74	79	-	-	S275	UPN200	180
123	75	80	-	-	S275	UPN200	30
124	81	78	-	-	S275	UPN200	130
125	78	79	-	-	S275	UPN200	25
126	79	82	-	-	S275	UPN200	130
127	81	83	000011	000000	S275	L80x10	111
128	72	83	000011	000000	S275	L80x10	111
129	83	78	000000	000011	S275	L80x10	111
130	83	73	000000	000011	S275	L80x10	111
131	74	84	000011	000000	S275	L80x10	111
132	79	84	000011	000000	S275	L80x10	111
133	84	75	000000	000011	S275	L80x10	111
134	84	82	000000	000011	S275	L80x10	111
136	80	82	-	-	S275	UPN200	150
139	86	85	-	-	S275	UPN200	150
144	72	88	-	-	S275	UPN200	40
145	73	89	-	-	S275	UPN200	40
146	74	90	-	-	S275	UPN200	40
147	75	91	-	-	S275	UPN200	40
148	65	67	-	-	S275	UPN200	295.4
149	66	68	-	-	S275	UPN200	295.4

150	69	90	-	-	S275	UPN200	275
151	70	91	-	-	S275	UPN200	275
152	7	96	-	-	S275	HEA200	285
153	8	97	-	-	S275	HEA200	285
154	33	98	-	-	S275	HEA200	220
155	38	99	-	-	S275	HEA200	220
156	65	66	-	-	S275	UPN200	130
157	67	68	-	-	S275	UPN200	130
158	69	70	-	-	S275	UPN200	130
159	88	89	-	-	S275	UPN200	130
160	90	91	-	-	S275	UPN200	130
161	92	7	-	-	S275	HEA200	70
162	93	8	-	-	S275	HEA200	70
163	94	38	-	-	S275	HEA200	70
164	95	33	-	-	S275	HEA200	70
165	96	53	-	-	S275	HEA200	70
166	97	58	-	-	S275	HEA200	70
167	98	71	-	-	S275	HEA200	70
168	99	76	-	-	S275	HEA200	70
195	46	108	-	-	S275	UPN200	25
196	108	48	-	-	S275	UPN200	75
197	42	109	-	-	S275	UPN200	25
198	109	47	-	-	S275	UPN200	75
199	108	110	000011	000000	S275	L80x10	83.85
200	109	110	000011	000000	S275	L80x10	83.85
201	110	48	000000	000011	S275	L80x10	83.85
202	110	47	000000	000011	S275	L80x10	83.85
221	72	81	-	-	S275	UPN200	180
222	82	117	-	-	S275	UPN200	25
223	117	85	-	-	S275	UPN200	75
224	80	116	-	-	S275	UPN200	25
225	116	86	-	-	S275	UPN200	75
226	116	119	000011	000000	S275	L80x10	83.85
227	117	119	000011	000000	S275	L80x10	83.85
228	119	86	000000	000011	S275	L80x10	83.85
229	119	85	000000	000011	S275	L80x10	83.85
230	120	5	-	-	S275	HEA200	70
231	121	6	-	-	S275	HEA200	70
246	14	16	-	-	S275	L80x10	130
253	120	11	000011	000011	S275	L80x10	170.1
254	13	121	000011	000011	S275	L80x10	170.1
255	95	35	000011	000011	S275	L80x10	170.1
256	36	94	000011	000011	S275	L80x10	170.1
257	98	73	000011	000011	S275	L80x10	170.1
258	74	99	000011	000011	S275	L80x10	170.1
263	92	18	000011	000011	S275	L80x10	170.1
264	19	93	000011	000011	S275	L80x10	170.1
265	96	55	000011	000011	S275	L80x10	170.1
266	56	97	000011	000011	S275	L80x10	170.1

*** TOTAL WEIGHT / VOLUME / SURFACE AREA SUMMARY

SECTION NO	SECION NAME	SURFACE AREA	VOLUMN	WEIGHT	FRAME NUMBER	TRUSS NUMBER
1	HEA200	3.629e+005	1.673e+005	12.88	20	0
2	UPN200	7.003e+005	3.302e+005	25.42	72	0
3	L70x6	0	0	0	0	0
4	HEA160	1.561e+005	6.499e+004	5.003	25	0
5	L80x10	2.008e+005	1.011e+005	7.782	59	0

*** LOAD DATA

; Self Weight, Nodal Load, Specified Displacement, Beam Load, Floor Load, Finishing Material Load, System Temperature, Nodal Temperature, Element Temperature, Beam Section Temperature, Wind Load, Static Seismic Load, Time History Analysis Data

** FLOOR LOAD TYPE DATA

NAME	LOADCASE NAME	LOAD	SUB-BEAM WEIGHT
Scala	G	-0.00015	Consider
	Q	-0.0004	Do not consider
Scala+neve	G	-0.00015	Consider
	Q	-0.0004	Do not consider
	N	-0.0001	Do not consider

** FLOOR LOAD DATA

LOAD TYPE	DISTRIBUTION	DIR.	PROJ	NUMBER	SUB-BEAM ANGLE	UNIT-W	NODE LIST
Scala	Two Way	GZ	NO	0	0	0	39 34 37 42
Scala+neve	Two Way	GZ	NO	0	0	0	54 59 62 57
Scala+neve	One Way	GZ	NO	0	0	0	90 91 75 74
Scala+neve	One Way	GZ	NO	0	0	0	69 70 91 90
Scala+neve	One Way	GZ	NO	0	0	0	34 35 66 65
Scala+neve	One Way	GZ	NO	0	0	0	70 69 56 57
Scala+neve	One Way	GZ	NO	0	0	0	68 67 54 55
Scala+neve	One Way	GZ	NO	0	0	0	66 65 67 68
Scala	One Way	GZ	NO	0	0	0	108 48 47 109
Scala	One Way	GZ	NO	0	0	0	19 20 37 36
Scala	One Way	GZ	NO	0	0	0	11 9 17 18
Scala	One Way	GZ	NO	0	0	0	14 16 15 13
Scala	Two Way	GZ	NO	0	0	0	24 21 9 15
Scala	Two Way	GZ	NO	0	0	0	17 25 28 20
Scala+neve	Two Way	GZ	NO	0	0	0	81 72 75 82
Scala+neve	One Way	GZ	NO	0	0	0	117 116 86 85
Scala+neve	One Way	GZ	NO	0	0	0	88 89 73 72

[LOAD CASE : PP]

** SELF WEIGHT DATA

; X=0, Y=0, Z=-1

*** RESPONSE SPECTRUM FUNCTION DATA

NAME	FUNCTION TYPE	SCALE	GRAVITY	DATA
SLV	Normalized Acc.	1	980.6	0:0.144 0.034:0.154 0.069:0.163 0.103:0.172 0.138:0.181
SLD	Normalized Acc.	1	980.6	0:0.065 0.03:0.085 0.06:0.105 0.09:0.124 0.12:0.144
SLO	Normalized Acc.	1	980.6	0:0.054 0.027:0.07 0.054:0.087 0.081:0.104 0.108:0.12

*** RESPONSE SPECTRUM LOAD CASE DATA

NAME	FUNCTION NAME	DIR.	ANGLE	SCALE	PERIOD FACTOR	ACCIDENTAL ECCENTRICITY

*** LOAD COMBINATION DATA

** GENERAL

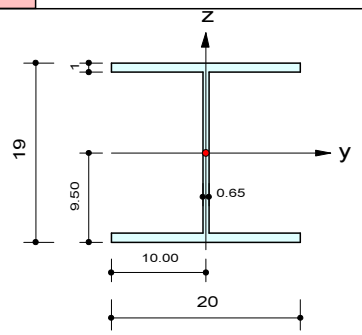
NO	NAME	TYPE	ACTIVE	DESCRIPTION

```
         1      gLCB1        Add     ACTIVE  1.3D + 1.5(1.0Q)
         2      gLCB2        Add     ACTIVE  1.3D + 1.5(1.0Q) + 1.5(0.5N)
         3      gLCB3        Add     ACTIVE  1.3D + 1.5(0.7Q) + 1.5(1.0N)
         4      gLCB4        Add     ACTIVE  1.0D + 1.0(0.6Q) + 1.0(1.0(1.00)SdVx+0.3(
                                             1.00)SdVy)
         5      gLCB5        Add     ACTIVE  1.0D + 1.0(0.6Q) + 1.0(1.0(1.00)SdVx-0.3(
                                             1.00)SdVy)
         6      gLCB6        Add     ACTIVE  1.0D + 1.0(0.6Q) + 1.0(1.0(1.00)SdVy+0.3(
                                             1.00)SdVx)
         7      gLCB7        Add     ACTIVE  1.0D + 1.0(0.6Q) + 1.0(1.0(1.00)SdVy-0.3(
                                             1.00)SdVx)
         8      gLCB8        Add     ACTIVE  1.0D + 1.0(0.6Q) - 1.0(1.0(1.00)SdVx+0.3(
                                             1.00)SdVy)
         9      gLCB9        Add     ACTIVE  1.0D + 1.0(0.6Q) - 1.0(1.0(1.00)SdVx-0.3(
                                             1.00)SdVy)
        10     gLCB10        Add     ACTIVE  1.0D + 1.0(0.6Q) - 1.0(1.0(1.00)SdVy+0.3(
                                             1.00)SdVx)
        11     gLCB11        Add     ACTIVE  1.0D + 1.0(0.6Q) - 1.0(1.0(1.00)SdVy-0.3(
                                             1.00)SdVx)
        12     gLCB12        Add     ACTIVE  1.0D + (1.0Q)
        13     gLCB13        Add     ACTIVE  1.0D + (1.0Q) + (0.5N)
        14     gLCB14        Add     ACTIVE  1.0D + (0.7Q) + (1.0N)
        15     gLCB15        Add     ACTIVE  1.0D + (0.7Q)
        16     gLCB16        Add     ACTIVE  1.0D + (0.6Q) + (0.2N)
        17     gLCB17        Add     ACTIVE  1.0D + (0.6Q)
        18 STL ENV_S~   Envelope     ACTIVE  Steel Strength Envelope
        19 STL ENV_S~   Envelope     ACTIVE  Steel Serviceability Envelope
** STEEL DESIGN
        NO       NAME        TYPE     ACTIVE  DESCRIPTION
  -------- ---------- ---------- ----------  --------------------------------------------
         1      sLCB1        Add     ACTIVE  1.3D + 1.5(1.0Q)
         2      sLCB2        Add     ACTIVE  1.3D + 1.5(1.0Q) + 1.5(0.5N)
         3      sLCB3        Add     ACTIVE  1.3D + 1.5(0.7Q) + 1.5(1.0N)
         4      sLCB4        Add     ACTIVE  1.0D + 1.0(0.6Q) + 1.0(1.0(1.00)SdVx+0.3(
                                             1.00)SdVy)
         5      sLCB5        Add     ACTIVE  1.0D + 1.0(0.6Q) + 1.0(1.0(1.00)SdVx-0.3(
                                             1.00)SdVy)
         6      sLCB6        Add     ACTIVE  1.0D + 1.0(0.6Q) + 1.0(1.0(1.00)SdVy+0.3(
                                             1.00)SdVx)
         7      sLCB7        Add     ACTIVE  1.0D + 1.0(0.6Q) + 1.0(1.0(1.00)SdVy-0.3(
                                             1.00)SdVx)
         8      sLCB8        Add     ACTIVE  1.0D + 1.0(0.6Q) - 1.0(1.0(1.00)SdVx+0.3(
                                             1.00)SdVy)
         9      sLCB9        Add     ACTIVE  1.0D + 1.0(0.6Q) - 1.0(1.0(1.00)SdVx-0.3(
                                             1.00)SdVy)
        10     sLCB10        Add     ACTIVE  1.0D + 1.0(0.6Q) - 1.0(1.0(1.00)SdVy+0.3(
                                             1.00)SdVx)
        11     sLCB11        Add     ACTIVE  1.0D + 1.0(0.6Q) - 1.0(1.0(1.00)SdVy-0.3(
                                             1.00)SdVx)
        12     sLCB12        Add    SERVICE  SERV :1.0D + (1.0Q)
        13     sLCB13        Add    SERVICE  SERV :1.0D + (1.0Q) + (0.5N)
        14     sLCB14        Add    SERVICE  SERV :1.0D + (0.7Q) + (1.0N)
        15     sLCB15        Add    SERVICE  SERV :1.0D + (0.7Q)
        16     sLCB16        Add    SERVICE  SERV :1.0D + (0.6Q) + (0.2N)
        17     sLCB17        Add    SERVICE  SERV :1.0D + (0.6Q)
```

Company		Project Title	
Author	IPT srl	File Name	C:\...410015 r4 - INTERVENTO 1.mgb

1. Design Information

Design Code : Eurocode3:05
Unit System : kN, cm
Member No : 1
Material : S275 (No:1)
(Fy = 27.5000, Es = 21000.0)
Section Name : HEA200 (No:1)
(Rolled : HEA200).
Member Length : 105.000



2. Member Forces

Axial Force Fxx = -104.53 (LCB: 10, POS:I)
Bending Moments My = -1674.5, Mz = -567.99
End Moments Myi = -1674.5, Myj = 186.455 (for Lb)
Myi = -1674.5, Myj = 186.455 (for Ly)
Mzi = -567.99, Mzj = -164.22 (for Lz)
Shear Forces Fyy = -4.5228 (LCB: 8, POS:I)
Fzz = -26.321 (LCB: 10, POS:I)

Depth	19.0000	Web Thick	0.65000
Top F Width	20.0000	Top F Thick	1.00000
Bot.F Width	20.0000	Bot.F Thick	1.00000
Area	53.8000	Asz	12.3500
Qyb	313.048	Qzb	50.0000
Iyy	3690.00	Izz	1340.00
Ybar	10.0000	Zbar	9.50000
Wely	389.000	Welz	134.000
ry	8.28000	rz	4.98000

3. Design Parameters

Unbraced Lengths Ly = 105.000, Lz = 105.000, Lb = 105.000
Effective Length Factors Ky = 1.00, Kz = 1.00
Equivalent Uniform Moment Factors Cmy = 0.85, Cmz = 0.85, CmLT = 1.00

4. Checking Results

Slenderness Ratio
KL/r = 61.2 < 200.0 (Memb:72, LCB: 1)..... O.K
Axial Resistance
N_Ed/Nc_Rd = 104.53/1479.50 = 0.071 < 1.000 ..... O.K
Bending Resistance
M_Edy/M_Rdy = 1674.5/11825.0 = 0.142 < 1.000 ..... O.K
M_Edz/M_Rdz = 567.99/5549.38 = 0.102 < 1.000 ..... O.K
Combined Resistance
RNRd = MAX[M_Edy/Mny_Rd, M_Edz/Mnz_Rd]
Rmax1 = (M_Edy/Mny_Rd)^Alpha + (M_Edz/Mnz_Rd)^Beta
Rcom = N_Ed/(A*fy/Gamma_M0), Rbend = M_Edy/My_Rd + M_Edz/Mz_Rd
Rc_LT1 = N_Ed/(Xiy*A*fy/Gamma_M1)
Rb_LT1 = (kyy*M_Edy)/(Xi_LT*Wply*fy/Gamma_M1) + (kyz*Msdz)/(Wplz*fy/Gamma_M1)
Rc_LT2 = N_Ed/(Xiz*A*fy/Gamma_M1)
Rb_LT2 = (Kzy*M_Edy)/(Xi_LT*Wply*fy/Gamma_M1) + (Kzz*Msdz)/(Wplz*fy/Gamma_M1)
Rmax = MAX[RNRd, Rmax1, (Rcom+Rbend), MAX(Rc_LT1+Rb_LT1, Rc_LT2+Rb_LT2)] = 0.315 < 1.000 .. O.K
Shear Resistance
V_Edy/Vy_Rd = 0.007 < 1.000 ..... O.K
V_Edz/Vz_Rd = 0.092 < 1.000 ..... O.K

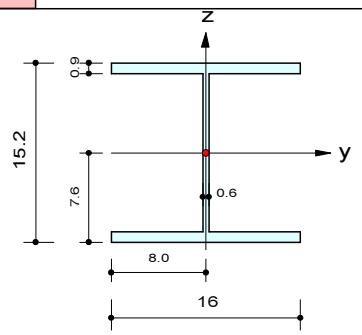
5. Deflection Checking Results

L/ 300.0 = 0.2333 > 0.0942 (Memb:167, LCB: 13, Dir-Y)..... O.K

Company		**Project Title**	
Author	IPT srl	**File Name**	C:\...410015 r4 - INTERVENTO 1.mgb

1. Design Information

Design Code : Eurocode3:05
Unit System : kN, cm
Member No : 11
Material : S275 (No:1)
(Fy = 27.5000, Es = 21000.0)
Section Name : HEA160 (No:4)
(Rolled : HEA160).
Member Length : 130.000



2. Member Forces

Axial Force Fxx = 60.2399 (LCB: 4, POS:J)
Bending Moments My = 841.873, Mz = 202.607
End Moments Myi = 414.148, Myj = 841.873 (for Lb)
Myi = 414.148, Myj = 841.873 (for Ly)
Mzi = 35.1214, Mzj = 202.607 (for Lz)
Shear Forces Fyy = -1.7600 (LCB: 8, POS:I)
Fzz = -4.7179 (LCB: 8, POS:I)

Depth	15.2000	Web Thick	0.60000
Top F Width	16.0000	Top F Thick	0.90000
Bot.F Width	16.0000	Bot.F Thick	0.90000
Area	38.8000	Asz	9.12000
Qyb	194.045	Qzb	32.0000
Iyy	1670.00	Izz	616.000
Ybar	8.00000	Zbar	7.60000
Wely	220.000	Welz	76.9000
ry	6.57000	rz	3.98000

3. Design Parameters

Unbraced Lengths Ly = 130.000, Lz = 130.000, Lb = 130.000
Effective Length Factors Ky = 1.00, Kz = 1.00
Equivalent Uniform Moment Factors Cmy = 1.00, Cmz = 1.00, CmLT = 1.00

4. Checking Results

Slenderness Ratio
KL/r = 32.7 < 200.0 (Memb:13, LCB: 8)..... O.K
Axial Resistance
N_Ed/Nt_Rd = 60.24/1067.00 = 0.056 < 1.000 ..... O.K
Bending Resistance
M_Edy/M_Rdy = 841.87/6765.00 = 0.124 < 1.000 ..... O.K
M_Edz/M_Rdz = 202.61/3201.17 = 0.063 < 1.000 ..... O.K
Combined Resistance
RNRd = MAX[M_Edy/Mny_Rd, M_Edz/Mnz_Rd]
Rmax1 = (M_Edy/Mny_Rd)^Alpha + (M_Edz/Mnz_Rd)^Beta
Rcom = N_Ed/(A*fy/Gamma_M0), Rbend = M_Edy/My_Rd + M_Edz/Mz_Rd
Rmax = MAX[RNRd, Rmax1, (Rcom+Rbend)] = 0.244 < 1.000 ..... O.K
Shear Resistance
V_Edy/Vy_Rd = 0.004 < 1.000 ..... O.K
V_Edz/Vz_Rd = 0.022 < 1.000 ..... O.K

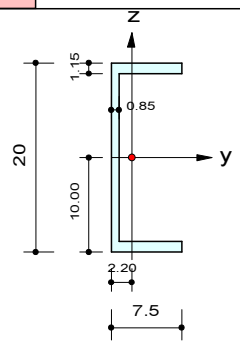
5. Deflection Checking Results

L/ 250.0 = 0.5200 > 0.0484 (Memb:118, LCB: 13, POS: 65.0cm, Dir-Z)..... O.K

Company		Project Title	
Author	IPT srl	File Name	C:\...410015 r4 - INTERVENTO 1.mgb

1. Design Information

Design Code : Eurocode3:05
Unit System : kN, cm
Member No : 122
Material : S275 (No:1)
(Fy = 27.5000, Es = 21000.0)
Section Name : UPN200 (No:2)
(Rolled : UPN200).
Member Length : 180.000



2. Member Forces

Axial Force Fxx = -1.2128 (LCB: 2, POS:I)
Bending Moments My = -3254.4, Mz = -1.1426
End Moments Myi = -3254.4, Myj = 6.30264 (for Lb)
Myi = -3254.4, Myj = 6.30264 (for Ly)
Mzi = -1.1426, Mzj = 0.52900 (for Lz)
Shear Forces Fyy = -0.0893 (LCB: 8, POS:I)
Fzz = -20.455 (LCB: 2, POS:I)

Depth	20.0000	Web Thick	0.85000
Top F Width	7.50000	Top F Thick	1.15000
Bot.F Width	7.50000	Bot.F Thick	1.15000
Area	32.2000	Asz	17.0000
Qyb	134.797	Qzb	14.0396
Iyy	1910.00	Izz	148.000
Ybar	2.20101	Zbar	10.0000
Wely	191.000	Welz	27.0000
ry	7.70000	rz	2.14000

3. Design Parameters

Unbraced Lengths Ly = 180.000, Lz = 180.000, Lb = 180.000
Effective Length Factors Ky = 1.00, Kz = 1.00
Equivalent Uniform Moment Factors Cmy = 1.00, Cmz = 1.00, CmLT = 1.00

4. Checking Results

Slenderness Ratio
KL/r = 194.4 < 200.0 (Memb:70, LCB: 1)..... O.K
Axial Resistance
N_Ed/Nc_Rd = 1.213/885.500 = 0.001 < 1.000 ..... O.K
Bending Resistance
M_Edy/M_Rdy = 3254.45/6270.00 = 0.519 < 1.000 ..... O.K
M_Edz/M_Rdz = 1.14/1596.22 = 0.001 < 1.000 ..... O.K
Combined Resistance
RNRd = MAX[M_Edy/Mny_Rd, M_Edz/Mnz_Rd]
Rmax1 = (M_Edy/Mny_Rd)^Alpha + (M_Edz/Mnz_Rd)^Beta
Rcom = N_Ed/(A*fy/Gamma_M0), Rbend = M_Edy/My_Rd + M_Edz/Mz_Rd
Rc_LT1 = N_Ed/(Xiy*A*fy/Gamma_M1)
Rb_LT1 = (kyy*M_Edy)/(Xi_LT*Wply*fy/Gamma_M1) + (kyz*Msdz)/(Wplz*fy/Gamma_M1)
Rc_LT2 = N_Ed/(Xiz*A*fy/Gamma_M1)
Rb_LT2 = (Kzy*M_Edy)/(Xi_LT*Wply*fy/Gamma_M1) + (Kzz*Msdz)/(Wplz*fy/Gamma_M1)
Rmax = MAX[RNRd, Rmax1, (Rcom+Rbend), MAX(Rc_LT1+Rb_LT1, Rc_LT2+Rb_LT2)] = 0.757 < 1.000 .. O.K
Shear Resistance
V_Edy/Vy_Rd = 0.000 < 1.000 ..... O.K
V_Edz/Vz_Rd = 0.075 < 1.000 ..... O.K

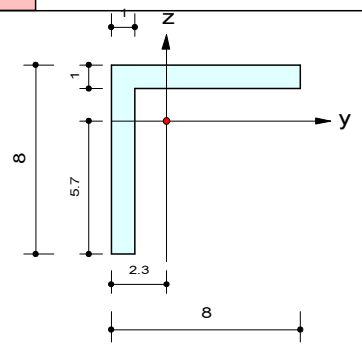
5. Deflection Checking Results

L/ 250.0 = 0.7200 > 0.1095 (Memb:122, LCB: 13, POS: 80.0cm, Dir-Z)..... O.K

Company		Project Title	
Author	IPT srl	File Name	C:\...410015 r4 - INTERVENTO 1.mgb

1. Design Information

Design Code : Eurocode3:05
Unit System : kN, cm
Member No : 128
Material : S275 (No:1)
(Fy = 27.5000, Es = 21000.0)
Section Name : L80x10 (No:5)
(Rolled : L80x10).
Member Length : 111.018



2. Member Forces

Axial Force Fxx = 1.51106 (LCB: 2, POS:J)
Bending Moments My = 385.578, Mz = 1.22832
End Moments Myi = 0.00000, Myj = 385.578 (for Lb)
Myi = 0.00000, Myj = 385.578 (for Ly)
Mzi = 0.00000, Mzj = 1.22832 (for Lz)
Shear Forces Fyy = -0.0111 (LCB: 2, POS:J)
Fzz = -4.8709 (LCB: 2, POS:I)

Depth	8.00000	Web Thick	1.00000
Top F Width	8.00000	Top F Thick	1.00000
Area	15.1000	Asz	6.66667
Qyb	15.8672	Qzb	15.8672
Iyy	87.5000	Izz	87.5000
Ybar	2.34000	Zbar	5.66000
Wely	15.5000	Welz	15.5000
rp	1.56454		

3. Design Parameters

Unbraced Lengths Ly = 111.018, Lz = 111.018, Lb = 111.018
Effective Length Factors Ky = 1.00, Kz = 1.00
Equivalent Uniform Moment Factors Cmy = 1.00, Cmz = 1.00, CmLT = 1.00

4. Checking Results

Slenderness Ratio
KL/r = 108.7 < 200.0 (Memb:255, LCB: 1)..... O.K
Axial Resistance
N_Ed/Nt_Rd = 1.511/415.250 = 0.004 < 1.000 ..... O.K
Bending Resistance
M_Edy/M_Rdy = 385.578/782.891 = 0.493 < 1.000 ..... O.K
M_Edz/M_Rdz = 1.228/782.891 = 0.002 < 1.000 ..... O.K
Combined Resistance
RNRd = MAX[M_Edy/Mny_Rd, M_Edz/Mnz_Rd]
Rmax1 = (M_Edy/Mny_Rd)^Alpha + (M_Edz/Mnz_Rd)^Beta
Rcom = N_Ed/(A*fy/Gamma_M0), Rbend = M_Edy/My_Rd + M_Edz/Mz_Rd
Rmax = MAX[RNRd, Rmax1, (Rcom+Rbend)] = 0.498 < 1.000 ..... O.K
Shear Resistance
V_Edy/Vy_Rd = 0.000 < 1.000 ..... O.K
V_Edz/Vz_Rd = 0.038 < 1.000 ..... O.K

5. Deflection Checking Results

L/ 250.0 = 0.4441 > 0.1411 (Memb:128, LCB: 13, POS: 61.7cm, Dir-Z)..... O.K

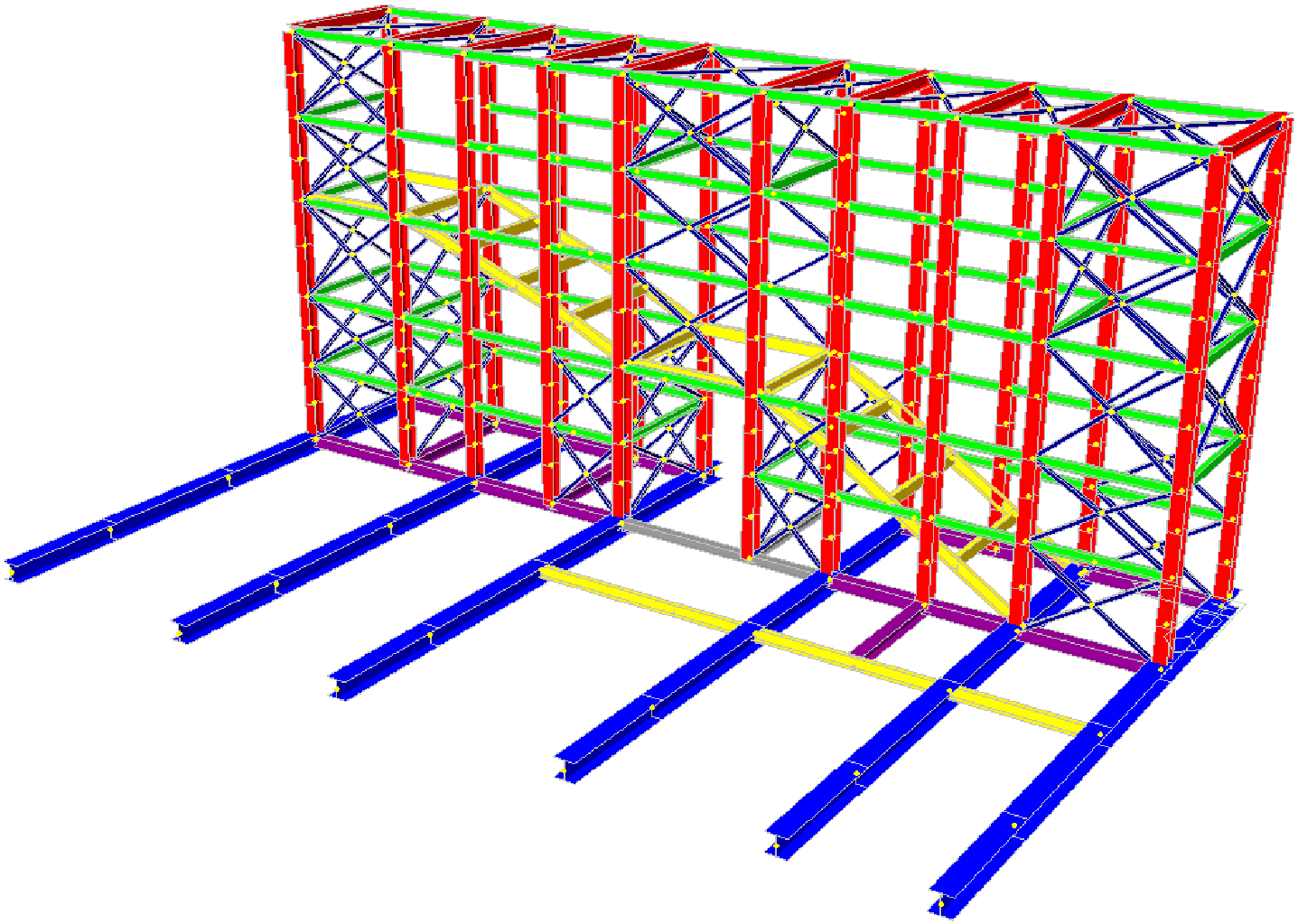
ALLEGATO 02
INTERVENTO 1A – scala esterna

INTERVENTO 1A - scala esterna

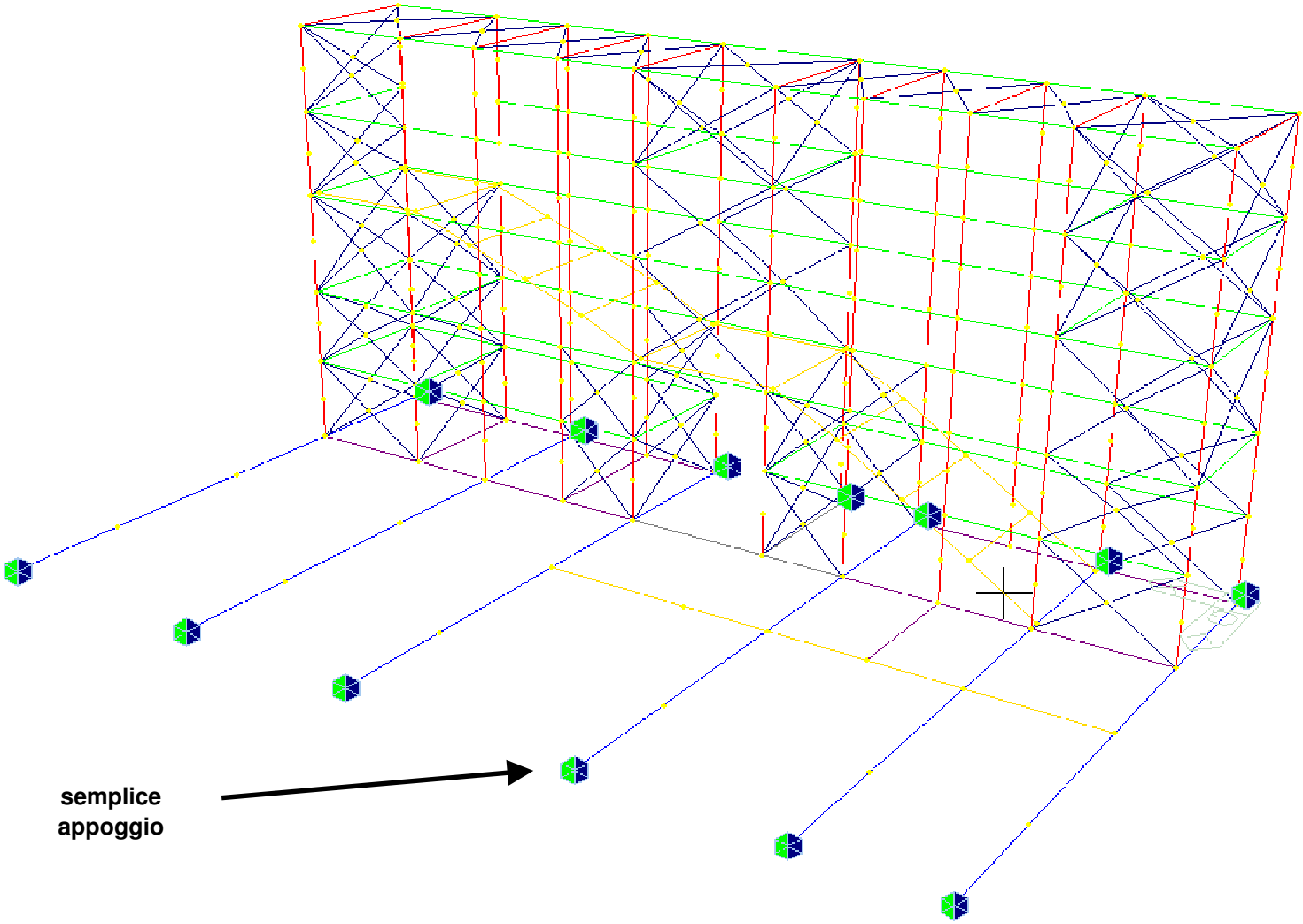
rif. Mod. 1410097 r2

Modello 3D

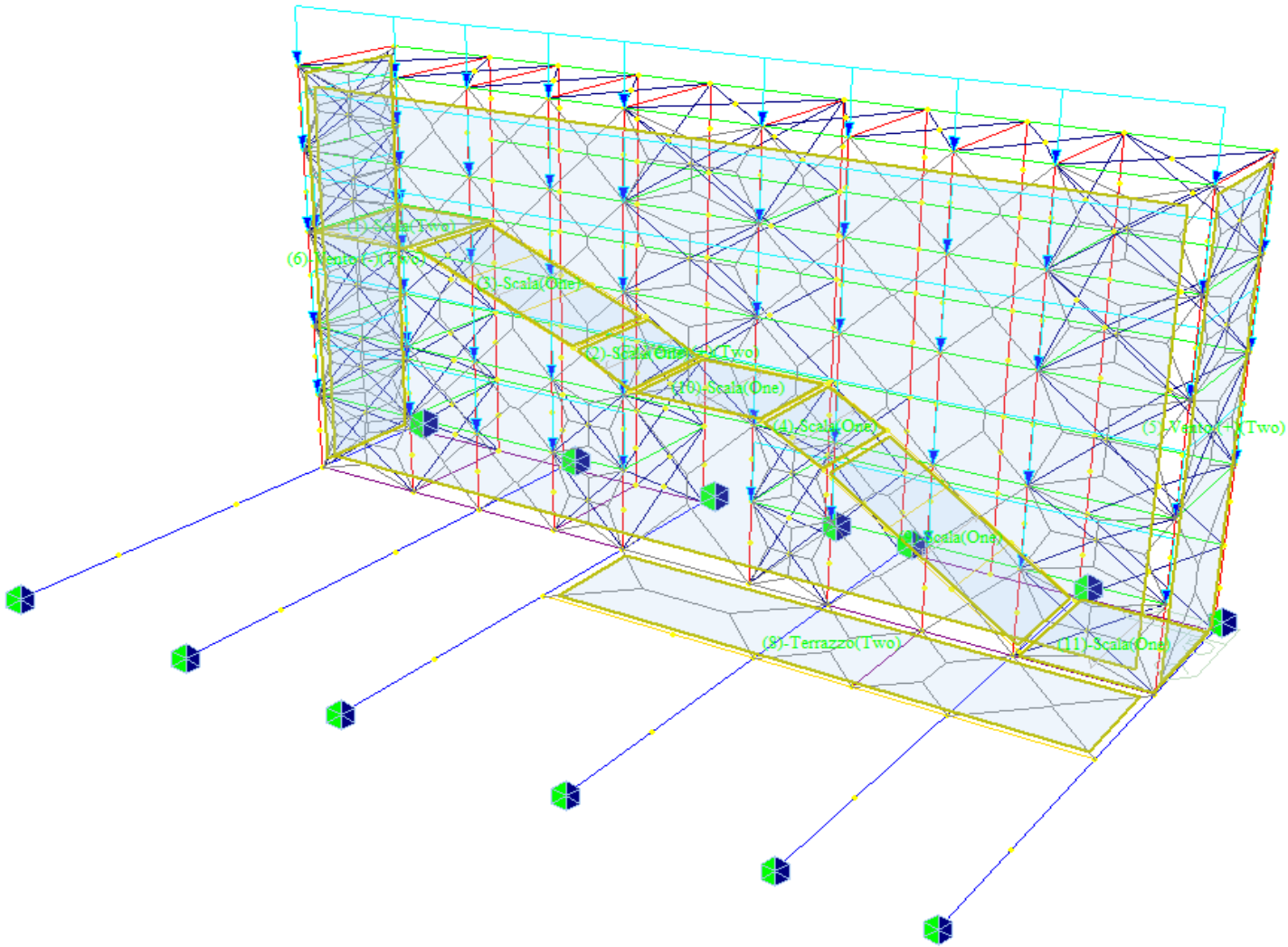
- traversi HE240B
- traversi HE160B
- montanti HE160B
- cosciali UPN160
- traversi UPN120
- quadri 50x50x5
- traversi HE120A



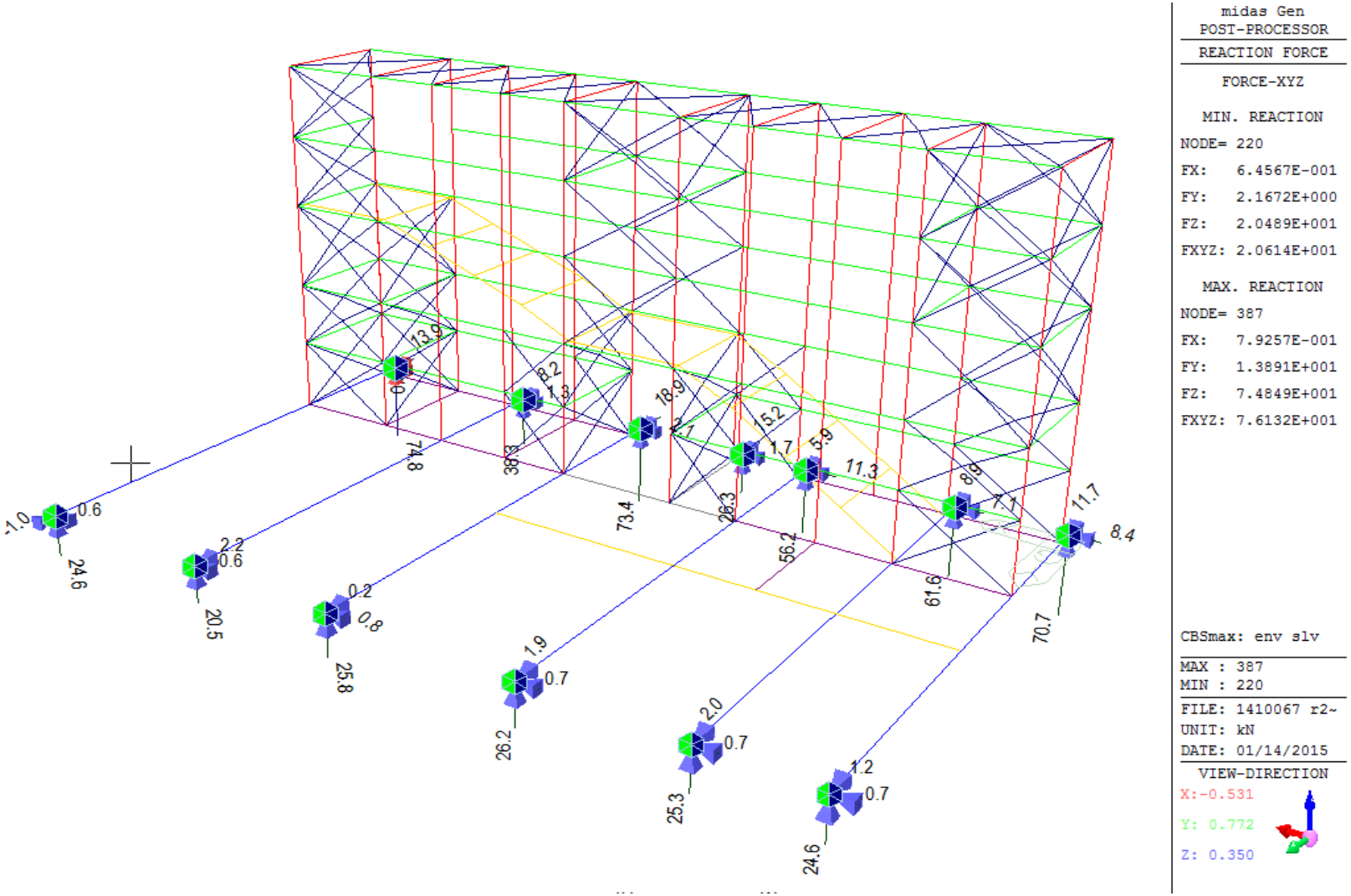
Vincoli



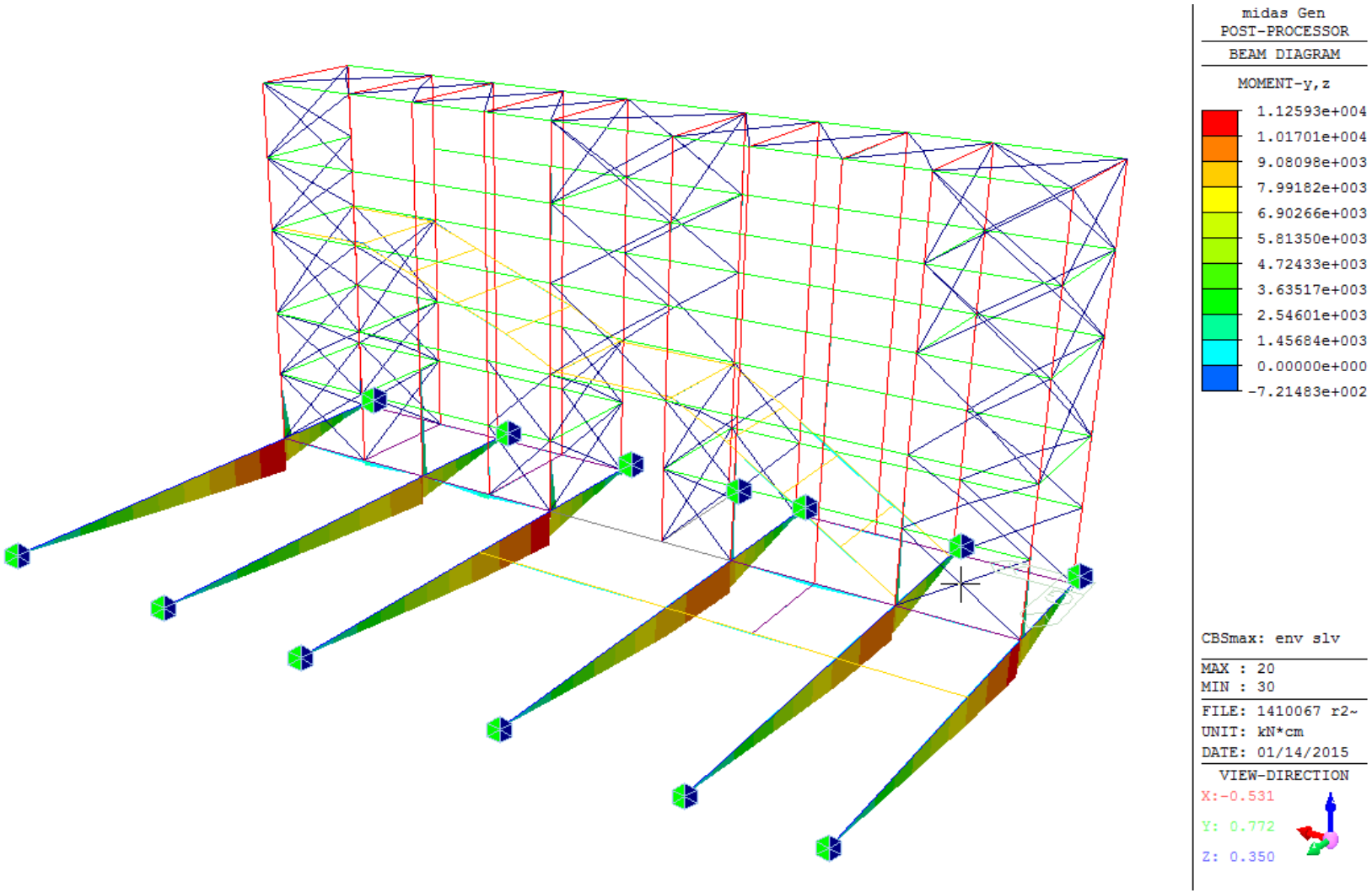
Carichi statici



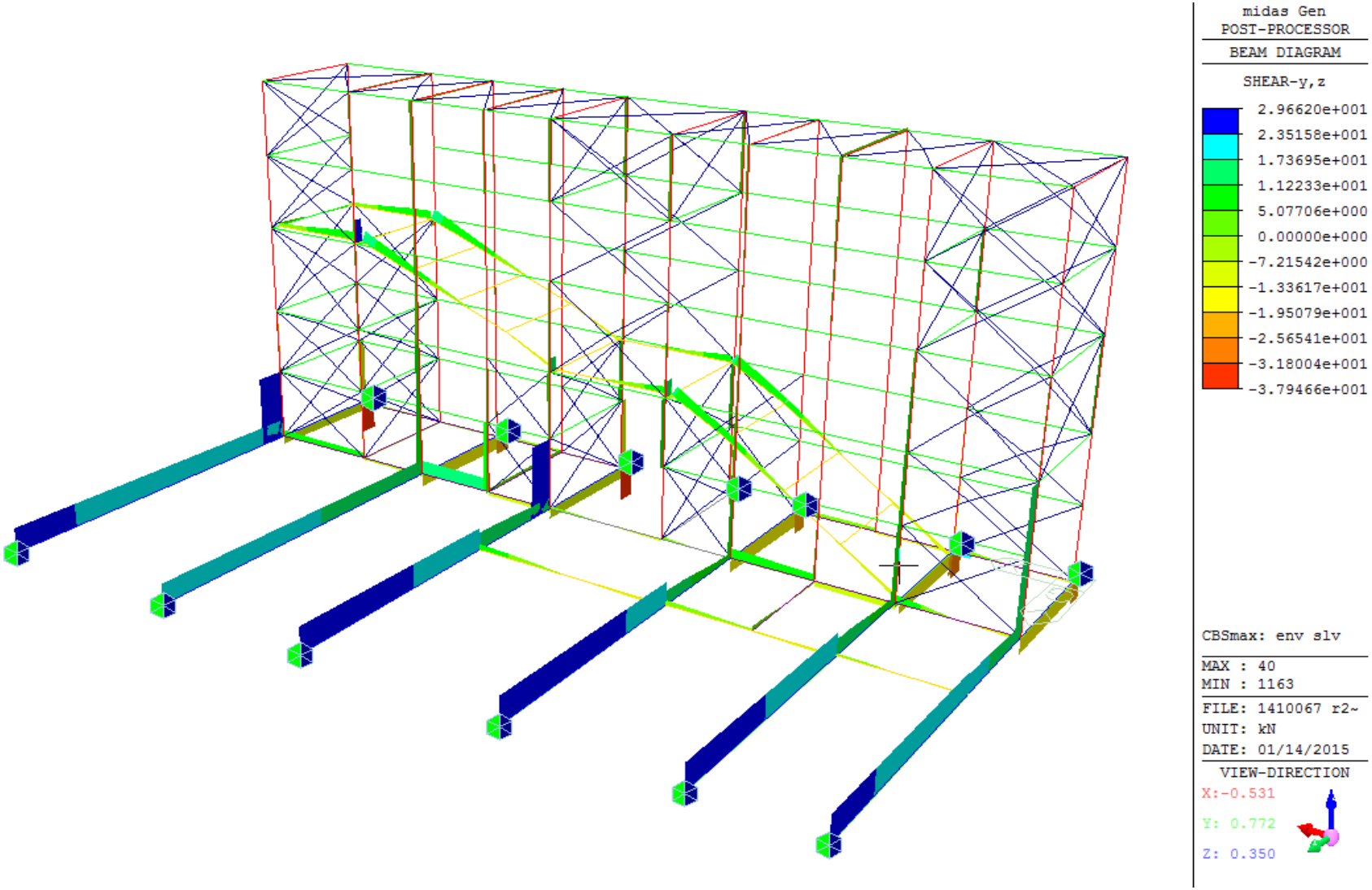
Reazioni vincolari - traslazioni - SLV



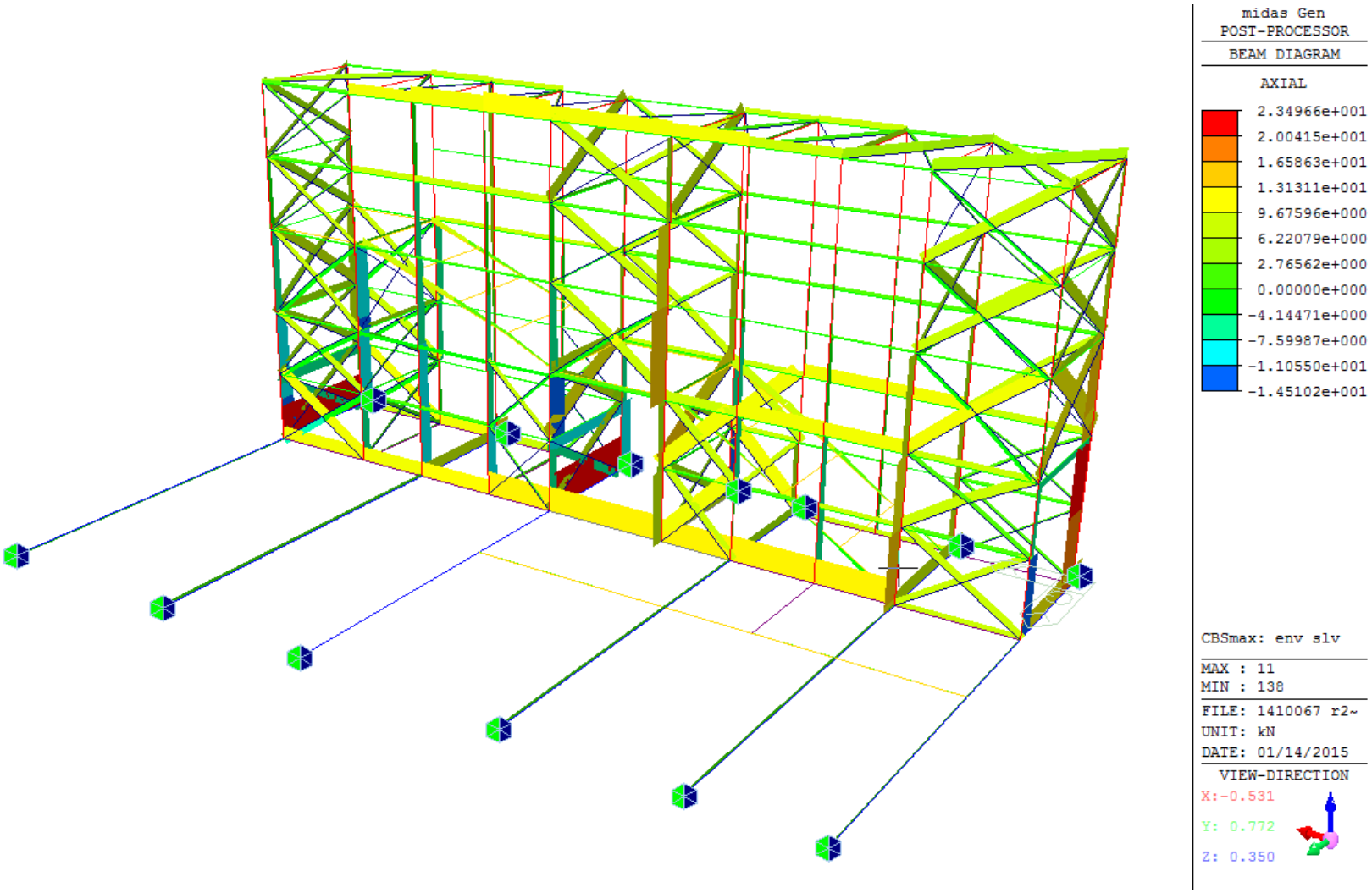
Inviluppo dei momenti flettenti - SLV



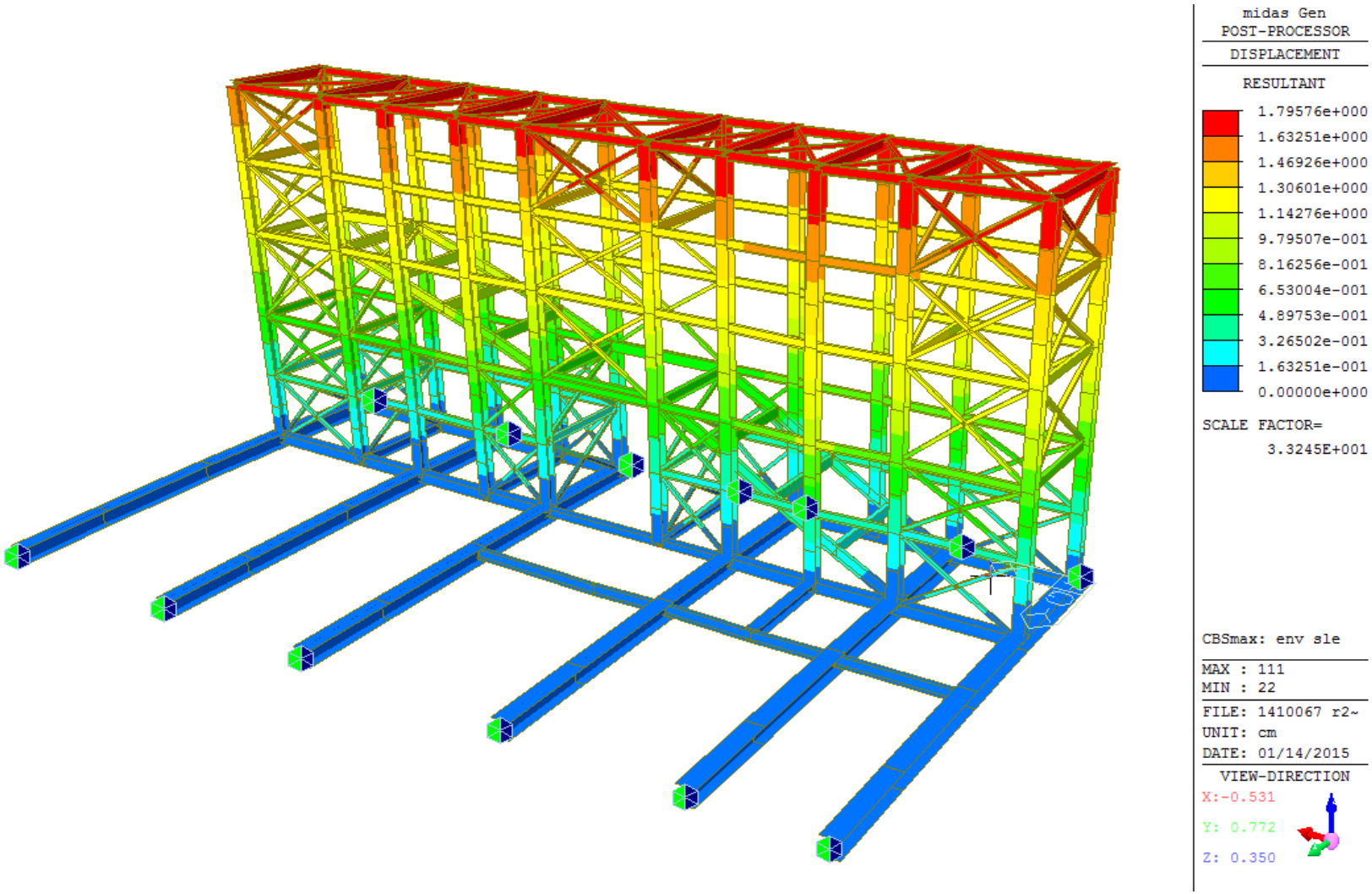
Inviluppo dei tagli - SLV



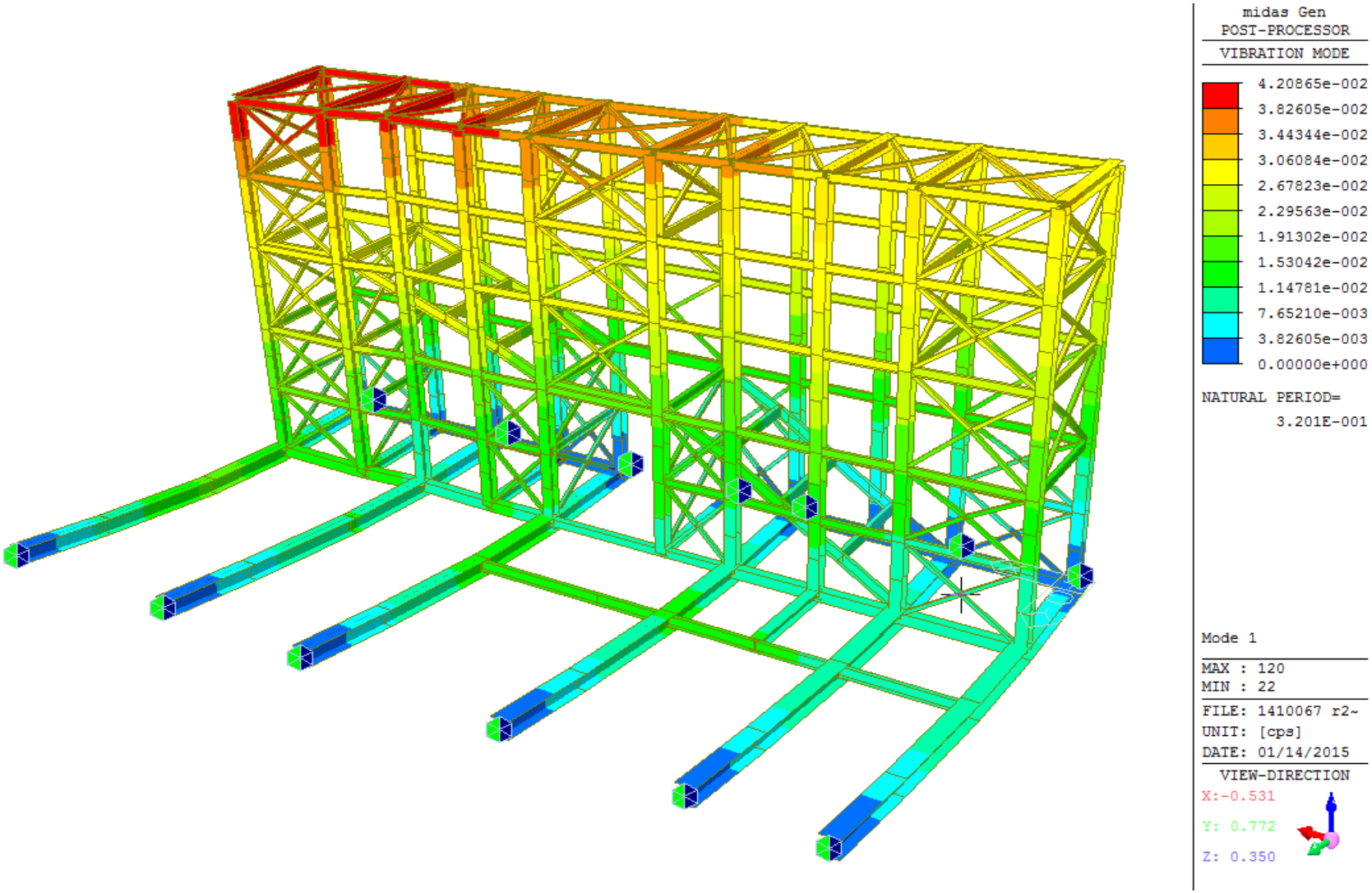
Inviluppo delle sollecitazioni assiali - SLV



Spostamenti massimi (SLE)



Primo modo di vibrare



*** PROJECT INFORMATION

Project Name : 1410067 r28 - INTERVENTO 1A
Date : 2015/1/14

*** CONTROL DATA

Panel Zone Effect : Do not Calculate
Unit System : KN, M
Definition of Frame
- X Direction of Frame : Unbraced I Sway
- Y Direction of Frame : Unbraced I Sway
- Design Type : 3-D
Design Code
- Steel : Eurocode3:05
- Concrete : Eurocode2:04
- SRC : SSRC79

*** LOAD CASE DATA

NO	NAME	TYPE	SELF WEIGHT FACTOR X	Y	Z	DESCRIPTION
1	PP	D	0.000	0.000	-1.000	Peso proprio
2	G	D	0.000	0.000	0.000	Permanenti portati
3	Q	L	0.000	0.000	0.000	Accidentali
4	W	W	0.000	0.000	0.000	Vento
5	Gtamp	D	0.000	0.000	0.000	Permanenti tamponamento
6	N	S	0.000	0.000	0.000	Neve

*** MATERIAL PROPERTY DATA

NO	NAME	TYPE	MODULUS OF ELASTICITY	SHEAR MODULUS	THERMAL COEFF.	POISSON RATIO	WEIGHT DENSITY
1	S275	STEEL	2.1e+008	8.077e+007	6.667e-006	0.3	76.98

NO	NAME	TYPE	STRENGTH OF DESIGN MATERIAL STEEL	CONCRETE	MAIN REBAR	SUB REBAR
1	S275	STEEL	2.75e+005	-	-	-

*** STORY DATA

NAME	LEVEL	HEIGHT	FLOOR DIAPHRAGM
Roof	5.950	0.000	Do not consider
1F	0.000	5.950	Do not consider

*** NODE DATA

NO	X	Y	Z	TEMPERATURE
1	0	0	0	0
2	1.6	0	0	0
3	2.7	0	0	0
4	3.9	0	0	0
5	4.95	0	0	0
6	6.75	0	0	0
7	7.8	0	0	0
8	9	0	0	0
9	10.1	0	0	0

10	11.7	0	0	0
11	0	1.85	0	0
12	1.6	1.85	0	0
13	2.7	1.85	0	0
14	3.9	1.85	0	0
15	4.95	1.85	0	0
16	6.75	1.85	0	0
17	7.8	1.85	0	0
18	9	1.85	0	0
19	10.1	1.85	0	0
20	11.7	1.85	0	0
21	0	7	0	0
22	1.6	7	0	0
26	6.75	7	0	0
30	11.7	7	0	0
51	0	0	2.2	0
52	1.6	0	2.2	0
53	2.7	0	2.2	0
54	3.9	0	2.2	0
55	4.95	0	2.2	0
56	6.75	0	2.2	0
57	7.8	0	2.2	0
58	9	0	2.2	0
59	10.1	0	2.2	0
60	11.7	0	2.2	0
61	0	1.85	2.2	0
62	1.6	1.85	2.2	0
63	2.7	1.85	2.2	0
64	3.9	1.85	2.2	0
65	4.95	1.85	2.2	0
66	6.75	1.85	2.2	0
67	7.8	1.85	2.2	0
68	9	1.85	2.2	0
69	10.1	1.85	2.2	0
70	11.7	1.85	2.2	0
71	0	0	3.6	0
72	1.6	0	3.6	0
73	2.7	0	3.6	0
74	3.9	0	3.6	0
75	4.95	0	3.6	0
76	6.75	0	3.6	0
77	7.8	0	3.6	0
78	9	0	3.6	0
79	10.1	0	3.6	0
80	11.7	0	3.6	0
81	0	1.85	3.6	0
82	1.6	1.85	3.6	0
83	2.7	1.85	3.6	0
84	3.9	1.85	3.6	0
85	4.95	1.85	3.6	0
86	6.75	1.85	3.6	0
87	7.8	1.85	3.6	0
88	9	1.85	3.6	0
89	10.1	1.85	3.6	0
90	11.7	1.85	3.6	0
91	11.7	0.1	3.6	0
92	10.1	0.1	3.6	0
93	6.75	0.1	2.2	0
94	4.95	0.1	2.2	0
95	11.7	1.7	3.6	0
96	10.1	1.7	3.6	0
97	6.75	1.7	2.2	0
98	4.95	1.7	2.2	0
99	1.6	0.1	0	0
100	1.6	1.7	0	0
101	0	0	5.95	0
102	1.6	0	5.95	0
103	2.7	0	5.95	0
104	3.9	0	5.95	0
105	4.95	0	5.95	0
106	6.75	0	5.95	0
107	7.8	0	5.95	0
108	9	0	5.95	0
109	10.1	0	5.95	0

110	11.7	0	5.95	0
111	0	1.85	5.95	0
112	1.6	1.85	5.95	0
113	2.7	1.85	5.95	0
114	3.9	1.85	5.95	0
115	4.95	1.85	5.95	0
116	6.75	1.85	5.95	0
117	7.8	1.85	5.95	0
118	9	1.85	5.95	0
119	10.1	1.85	5.95	0
120	11.7	1.85	5.95	0
121	0	0	1.15	0
122	1.6	0	1.15	0
123	2.7	0	1.15	0
124	3.9	0	1.15	0
125	4.95	0	1.15	0
126	6.75	0	1.15	0
127	7.8	0	1.15	0
128	9	0	1.15	0
129	10.1	0	1.15	0
130	11.7	0	1.15	0
131	0	1.85	1.15	0
132	1.6	1.85	1.15	0
133	2.7	1.85	1.15	0
134	3.9	1.85	1.15	0
135	4.95	1.85	1.15	0
136	6.75	1.85	1.15	0
137	7.8	1.85	1.15	0
138	9	1.85	1.15	0
139	10.1	1.85	1.15	0
140	11.7	1.85	1.15	0
205	0	3.5	0	0
206	1.6	3.5	0	0
207	4.95	3.5	0	0
208	6.75	3.5	0	0
211	2.7	3.5	0	0
212	3.9	3.5	0	0
219	3.9	7	0	0
220	9	7	0	0
221	0	0	4.775	0
222	1.6	0	4.775	0
223	2.7	0	4.775	0
224	3.9	0	4.775	0
225	4.95	0	4.775	0
226	6.75	0	4.775	0
227	7.8	0	4.775	0
228	9	0	4.775	0
229	10.1	0	4.775	0
239	0	1.85	4.775	0
240	1.6	1.85	4.775	0
241	2.7	1.85	4.775	0
242	3.9	1.85	4.775	0
243	4.95	1.85	4.775	0
244	6.75	1.85	4.775	0
245	7.8	1.85	4.775	0
246	9	1.85	4.775	0
247	10.1	1.85	4.775	0
248	11.7	1.85	4.775	0
260	11.7	0	4.775	0
378	0	-0.3	0	0
379	1.6	-0.3	0	0
381	3.9	-0.3	0	0
383	6.75	-0.3	0	0
385	9	-0.3	0	0
387	11.7	-0.3	0	0
388	11.7	3.5	0	0
389	9	3.5	0	0
390	0	5.5	0	0
391	1.6	5.5	0	0
392	6.75	5.5	0	0
393	3.9	5.5	0	0
394	11.7	5.5	0	0
395	9	5.5	0	0
416	0	0	5.363	0

417	1.6	0	5.363	0
418	2.7	0	5.363	0
419	3.9	0	5.363	0
420	4.95	0	5.363	0
421	6.75	0	5.363	0
422	7.8	0	5.363	0
423	9	0	5.363	0
424	10.1	0	5.363	0
425	0	1.85	5.363	0
426	1.6	1.85	5.363	0
427	2.7	1.85	5.363	0
428	3.9	1.85	5.363	0
429	4.95	1.85	5.363	0
430	6.75	1.85	5.363	0
431	7.8	1.85	5.363	0
432	9	1.85	5.363	0
433	10.1	1.85	5.363	0
434	11.7	1.85	5.363	0
435	11.7	0	5.363	0
436	0	0	4.188	0
437	1.6	0	4.188	0
438	2.7	0	4.188	0
439	3.9	0	4.188	0
440	4.95	0	4.188	0
441	6.75	0	4.188	0
442	7.8	0	4.188	0
443	9	0	4.188	0
444	10.1	0	4.188	0
445	11.7	0	4.188	0
446	0	1.85	4.188	0
447	1.6	1.85	4.188	0
448	2.7	1.85	4.188	0
449	3.9	1.85	4.188	0
450	4.95	1.85	4.188	0
451	6.75	1.85	4.188	0
452	7.8	1.85	4.188	0
453	9	1.85	4.188	0
454	10.1	1.85	4.188	0
455	11.7	1.85	4.188	0
456	0	0	2.95	0
457	1.6	0	2.95	0
458	2.7	0	2.95	0
459	3.9	0	2.95	0
460	4.95	0	2.95	0
461	7.8	0	2.95	0
462	9	0	2.95	0
463	10.1	0	2.95	0
464	11.7	0	2.95	0
465	0	1.85	2.95	0
466	1.6	1.85	2.95	0
467	2.7	1.85	2.95	0
468	3.9	1.85	2.95	0
469	4.95	1.85	2.95	0
470	7.8	1.85	2.95	0
471	9	1.85	2.95	0
472	10.1	1.85	2.95	0
473	11.7	1.85	2.95	0
474	0	0	1.725	0
475	1.6	0	1.725	0
476	2.7	0	1.725	0
477	3.9	0	1.725	0
478	4.95	0	1.725	0
479	6.75	0	1.725	0
480	7.8	0	1.725	0
481	9	0	1.725	0
482	10.1	0	1.725	0
483	11.7	0	1.725	0
484	0	1.85	1.725	0
485	1.6	1.85	1.725	0
486	2.7	1.85	1.725	0
487	3.9	1.85	1.725	0
488	4.95	1.85	1.725	0
489	6.75	1.85	1.725	0
490	7.8	1.85	1.725	0

491	9	1.85	1.725	0
492	10.1	1.85	1.725	0
493	11.7	1.85	1.725	0
494	0	0	0.575	0
495	1.6	0	0.575	0
496	2.7	0	0.575	0
497	3.9	0	0.575	0
498	4.95	0	0.575	0
499	6.75	0	0.575	0
500	7.8	0	0.575	0
501	9	0	0.575	0
502	10.1	0	0.575	0
503	11.7	0	0.575	0
504	0	1.85	0.575	0
505	1.6	1.85	0.575	0
506	2.7	1.85	0.575	0
507	3.9	1.85	0.575	0
508	4.95	1.85	0.575	0
509	6.75	1.85	0.575	0
510	7.8	1.85	0.575	0
511	9	1.85	0.575	0
512	10.1	1.85	0.575	0
513	11.7	1.85	0.575	0
514	6.75	0	2.95	0
515	6.75	1.85	2.95	0
516	0.75	0.925	5.95	0
517	2.1	0.925	5.95	0
518	3.3	0.925	5.95	0
519	4.425	0.925	5.95	0
520	5.85	0.925	5.95	0
521	7.275	0.925	5.95	0
522	8.4	0.925	5.95	0
523	9.6	0.925	5.95	0
524	10.95	0.925	5.95	0
541	2.437	1.7	0.575	0
542	3.275	1.7	1.15	0
543	4.112	1.7	1.725	0
544	2.437	0.1	0.575	0
545	3.275	0.1	1.15	0
546	4.112	0.1	1.725	0
547	7.588	1.7	2.625	0
548	8.425	1.7	2.95	0
549	9.262	1.7	3.275	0
550	7.588	0.1	2.625	0
551	8.425	0.1	2.95	0
552	9.262	0.1	3.275	0
553	11.7	0.925	0.575	0
554	11.7	0.925	1.725	0
555	11.7	0.925	2.95	0
556	11.7	0.925	4.187	0
557	11.7	0.925	5.362	0
558	10.9	0	0.575	0
559	10.9	0	1.725	0
560	10.9	0	2.95	0
561	0.8	0	0.575	0
562	0.8	0	1.725	0
563	0.8	0	2.95	0
564	0.8	0	4.188	0
565	0.8	0	5.362	0
566	10.9	1.85	0.575	0
567	10.9	1.85	1.725	0
568	10.9	1.85	2.95	0
569	10.9	1.85	4.188	0
570	10.9	1.85	5.362	0
571	5.85	1.85	2.95	0
572	5.85	1.85	4.188	0
573	5.85	1.85	5.362	0
574	0.8	1.85	0.575	0
575	0.8	1.85	1.725	0
576	0.8	1.85	2.95	0
577	0.8	1.85	4.188	0
578	0.8	1.85	5.362	0
579	5.85	0	2.95	0
580	5.85	0	4.188	0

581	5.85	0	5.362	0
582	0	0.925	2.95	0
583	0	0.925	4.187	0
584	0	0.925	5.362	0
585	10.1	0.925	0.575	0
586	10.1	0.925	1.725	0
587	10.1	0.925	2.95	0
589	1.6	0.925	4.187	0
590	1.6	0.925	5.362	0
591	4.95	0.925	0.575	0
592	4.95	0.925	1.725	0
593	4.95	0.925	5.362	0
594	6.75	0.925	0.575	0
595	6.75	0.925	1.725	0
596	4.95	-0.3	0	0
597	6.75	0.925	5.362	0
598	4.425	0	0.575	0
599	4.425	0	1.675	0
600	7.275	0	0.575	0
601	7.275	0	1.675	0
602	4.425	1.85	0.575	0
603	4.425	1.85	1.675	0
604	7.275	1.85	0.575	0
605	7.275	1.85	1.675	0

*** SUPPORT / SPECIFIED DISPLACEMENT / POINT SPRING SUPPORT

** SUPPORT / SPECIFIED DISPLACEMENT

NODE	SUPPORT DDDRRR	SPECIFIED DISPLACEMENT Dx	Dy	Dz	Rx	Ry	Rz
21	111000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
22	111000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
26	111000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
30	111000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
219	111000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
220	111000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
378	111000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
379	111000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
381	111000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
383	111000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
385	111000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
387	111000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
596	111000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000

*** SECTION PROPERTY DATA

NO	NAME	SHAPE	H	B	tw	tf1	r1
1	HEB160 tr~	H	0.16	0.16	0.008	0.013	0.015
2	HEB160 co~	H	0.16	0.16	0.008	0.013	0.015
3	UPN160	C	0.16	0.065	0.0075	0.0105	0.0105
4	UPN120	C	0.12	0.055	0.007	0.009	0.009
5	50x50	B	0.05	0.05	0.005	0.005	0
6	L70x6	L	0.07	0.07	0.006	0.006	0
7	140x100	B	0.14	0.1	0.005	0.005	0
8	HEB240 cop	H	0.24	0.24	0.01	0.017	0.021
9	HEA120	H	0.114	0.12	0.005	0.008	0.012

NO	NAME	STIFFNESS SCALE FACTOR A	Asy	Asz	Ix	Iy	Iz	W	Boundary Group
1	HEB160 tr~								
2	HEB160 co~								
3	UPN160								
4	UPN120								
5	50x50								
6	L70x6								
7	140x100								

```
      8 HEB240 cop
      9     HEA120
```

NO	NAME	AREA [SRC:EQIV.]	MOMENT OF INERTIA Ix	Iy	Iz	SHAPE FACTOR k-Y	k-Z
1	HEB160 tr~	0.00543	2.594e-007	2.49e-005	8.89e-006	0.6384	0.2357
2	HEB160 co~	0.00543	2.594e-007	2.49e-005	8.89e-006	0.6384	0.2357
3	UPN160	0.0024	6.829e-008	9.25e-006	8.53e-007	0.474	0.5
4	UPN120	0.0017	3.772e-008	3.64e-006	4.32e-007	0.4853	0.4941
5	50x50	0.0009	4.556e-007	3.075e-007	3.075e-007	0.5556	0.5556
6	L70x6	0.000813	9.648e-009	3.69e-007	3.69e-007	0.4305	0.4305
7	140x100	0.0023	7.151e-006	6.389e-006	3.769e-006	0.4348	0.6087
8	HEB240 cop	0.0106	8.604e-007	0.0001126	3.92e-005	0.6415	0.2264
9	HEA120	0.00253	4.538e-008	6.06e-006	2.31e-006	0.6324	0.2253

NO	NAME	SECTION MODULUS Sy I or CONC.	J or STEEL	SECTION MODULUS Sz I or CONC.	J or STEEL
1	HEB160 tr~	0.000311	0.000311	0.000111	0.000111
2	HEB160 co~	0.000311	0.000311	0.000111	0.000111
3	UPN160	0.000116	0.000116	1.83e-005	1.83e-005
4	UPN120	6.07e-005	6.07e-005	1.11e-005	1.11e-005
5	50x50	1.23e-005	1.23e-005	1.23e-005	1.23e-005
6	L70x6	7.32e-006	7.32e-006	7.32e-006	7.32e-006
7	140x100	9.127e-005	9.127e-005	7.538e-005	7.538e-005
8	HEB240 cop	0.000938	0.000938	0.000327	0.000327
9	HEA120	0.000106	0.000106	3.85e-005	3.85e-005

*** BEAM MEMBER DATA

NO	NODAL CONNECTIVITY I	J	BEAM END RELEASE I	J	MATERIAL	SECTION	LENGTH
1	1	11	-	-	S275	HEB240 cop	1.85
2	11	205	-	-	S275	HEB240 cop	1.65
3	2	99	-	-	S275	HEB240 cop	0.1
4	12	206	-	-	S275	HEB240 cop	1.65
9	5	15	000000	000011	S275	HEA120	1.85
11	6	16	-	-	S275	HEB240 cop	1.85
12	16	208	-	-	S275	HEB240 cop	1.65
17	9	19	-	-	S275	HEB160 travi	1.85
19	10	20	-	-	S275	HEB240 cop	1.85
20	20	388	-	-	S275	HEB240 cop	1.65
21	1	494	-	-	S275	HEB160 colonne	0.575
22	2	495	-	-	S275	HEB160 colonne	0.575
23	3	496	-	-	S275	HEB160 colonne	0.575
24	4	497	-	-	S275	HEB160 colonne	0.575
25	5	498	-	-	S275	HEB160 colonne	0.575
26	6	499	-	-	S275	HEB160 colonne	0.575
27	7	500	-	-	S275	HEB160 colonne	0.575
28	8	501	-	-	S275	HEB160 colonne	0.575
29	9	502	-	-	S275	HEB160 colonne	0.575
30	10	503	-	-	S275	HEB160 colonne	0.575
31	11	504	-	-	S275	HEB160 colonne	0.575
32	12	505	-	-	S275	HEB160 colonne	0.575
33	13	506	-	-	S275	HEB160 colonne	0.575
34	14	507	-	-	S275	HEB160 colonne	0.575
35	15	508	-	-	S275	HEB160 colonne	0.575
36	16	509	-	-	S275	HEB160 colonne	0.575
37	17	510	-	-	S275	HEB160 colonne	0.575
38	18	511	-	-	S275	HEB160 colonne	0.575
39	19	512	-	-	S275	HEB160 colonne	0.575
40	20	513	-	-	S275	HEB160 colonne	0.575
41	51	456	-	-	S275	HEB160 colonne	0.75
42	52	457	-	-	S275	HEB160 colonne	0.75
43	53	458	-	-	S275	HEB160 colonne	0.75
44	54	459	-	-	S275	HEB160 colonne	0.75
45	55	460	-	-	S275	HEB160 colonne	0.75
46	56	514	-	-	S275	HEB160 colonne	0.75
47	57	461	-	-	S275	HEB160 colonne	0.75

48	58	462	-	-	S275	HEB160 colonne	0.75
49	59	463	-	-	S275	HEB160 colonne	0.75
50	60	464	-	-	S275	HEB160 colonne	0.75
51	61	465	-	-	S275	HEB160 colonne	0.75
52	62	466	-	-	S275	HEB160 colonne	0.75
53	63	467	-	-	S275	HEB160 colonne	0.75
54	64	468	-	-	S275	HEB160 colonne	0.75
55	65	469	-	-	S275	HEB160 colonne	0.75
56	66	515	-	-	S275	HEB160 colonne	0.75
57	67	470	-	-	S275	HEB160 colonne	0.75
58	68	471	-	-	S275	HEB160 colonne	0.75
59	69	472	-	-	S275	HEB160 colonne	0.75
60	70	473	-	-	S275	HEB160 colonne	0.75
61	71	436	-	-	S275	HEB160 colonne	0.5875
62	72	437	-	-	S275	HEB160 colonne	0.5875
63	73	438	-	-	S275	HEB160 colonne	0.5875
64	74	439	-	-	S275	HEB160 colonne	0.5875
65	75	440	-	-	S275	HEB160 colonne	0.5875
66	76	441	-	-	S275	HEB160 colonne	0.5875
67	77	442	-	-	S275	HEB160 colonne	0.5875
68	78	443	-	-	S275	HEB160 colonne	0.5875
69	79	444	-	-	S275	HEB160 colonne	0.5875
70	80	445	-	-	S275	HEB160 colonne	0.5875
71	81	446	-	-	S275	HEB160 colonne	0.5875
72	82	447	-	-	S275	HEB160 colonne	0.5875
73	83	448	-	-	S275	HEB160 colonne	0.5875
74	84	449	-	-	S275	HEB160 colonne	0.5875
75	85	450	-	-	S275	HEB160 colonne	0.5875
76	86	451	-	-	S275	HEB160 colonne	0.5875
77	87	452	-	-	S275	HEB160 colonne	0.5875
78	88	453	-	-	S275	HEB160 colonne	0.5875
79	89	454	-	-	S275	HEB160 colonne	0.5875
80	90	455	-	-	S275	HEB160 colonne	0.5875
81	80	91	000011	000011	S275	UPN120	0.1
82	79	92	-	-	S275	UPN160	0.1
83	56	93	000011	000000	S275	UPN160	0.1
84	55	94	000011	000000	S275	UPN160	0.1
85	91	95	000011	000011	S275	UPN120	1.6
86	92	96	-	-	S275	UPN160	1.6
87	93	97	-	-	S275	UPN160	1.6
88	94	98	-	-	S275	UPN160	1.6
89	95	90	000011	000011	S275	UPN120	0.15
90	96	89	-	-	S275	UPN160	0.15
91	97	66	000000	000011	S275	UPN160	0.15
92	98	65	000000	000011	S275	UPN160	0.15
93	91	92	-	-	S275	UPN160	1.6
95	93	94	-	-	S275	UPN160	1.8
97	99	100	-	-	S275	HEB240 cop	1.6
98	95	96	-	-	S275	UPN160	1.6
100	97	98	-	-	S275	UPN160	1.8
102	100	12	-	-	S275	HEB240 cop	0.15
123	121	474	-	-	S275	HEB160 colonne	0.575
124	122	475	-	-	S275	HEB160 colonne	0.575
125	123	476	-	-	S275	HEB160 colonne	0.575
126	124	477	-	-	S275	HEB160 colonne	0.575
127	125	478	-	-	S275	HEB160 colonne	0.575
128	126	479	-	-	S275	HEB160 colonne	0.575
129	127	480	-	-	S275	HEB160 colonne	0.575
130	128	481	-	-	S275	HEB160 colonne	0.575
131	129	482	-	-	S275	HEB160 colonne	0.575
132	130	483	-	-	S275	HEB160 colonne	0.575
133	131	484	-	-	S275	HEB160 colonne	0.575
134	132	485	-	-	S275	HEB160 colonne	0.575
135	133	486	-	-	S275	HEB160 colonne	0.575
136	134	487	-	-	S275	HEB160 colonne	0.575
137	135	488	-	-	S275	HEB160 colonne	0.575
138	136	489	-	-	S275	HEB160 colonne	0.575
139	137	490	-	-	S275	HEB160 colonne	0.575
140	138	491	-	-	S275	HEB160 colonne	0.575
141	139	492	-	-	S275	HEB160 colonne	0.575
142	140	493	-	-	S275	HEB160 colonne	0.575
152	101	102	000011	000011	S275	UPN120	1.6
153	102	103	000011	000011	S275	UPN120	1.1
154	103	104	000011	000011	S275	UPN120	1.2

155	104	105	000011	000011	S275	UPN120	1.05
156	105	106	000011	000011	S275	UPN120	1.8
157	106	107	000011	000011	S275	UPN120	1.05
158	107	108	000011	000011	S275	UPN120	1.2
159	108	109	000011	000011	S275	UPN120	1.1
160	109	110	000011	000011	S275	UPN120	1.6
161	71	72	000011	000011	S275	UPN120	1.6
162	72	73	000011	000011	S275	UPN120	1.1
163	73	74	000011	000011	S275	UPN120	1.2
164	74	75	000011	000011	S275	UPN120	1.05
165	75	76	000011	000011	S275	UPN120	1.8
166	76	77	000011	000011	S275	UPN120	1.05
167	77	78	000011	000011	S275	UPN120	1.2
168	78	79	000011	000011	S275	UPN120	1.1
169	79	80	000011	000011	S275	UPN120	1.6
170	51	52	000011	000011	S275	UPN120	1.6
171	52	53	000011	000011	S275	UPN120	1.1
172	53	54	000011	000011	S275	UPN120	1.2
173	54	55	000011	000011	S275	UPN120	1.05
174	55	56	000011	000011	S275	UPN120	1.8
175	56	57	000011	000011	S275	UPN120	1.05
176	57	58	000011	000011	S275	UPN120	1.2
177	58	59	000011	000011	S275	UPN120	1.1
178	59	60	000011	000011	S275	UPN120	1.6
179	121	122	000011	000011	S275	UPN120	1.6
180	122	123	000011	000011	S275	UPN120	1.1
181	123	124	000011	000011	S275	UPN120	1.2
182	124	125	000011	000011	S275	UPN120	1.05
184	126	127	000011	000011	S275	UPN120	1.05
185	127	128	000011	000011	S275	UPN120	1.2
186	128	129	000011	000011	S275	UPN120	1.1
187	129	130	000011	000011	S275	UPN120	1.6
197	111	112	000011	000011	S275	UPN120	1.6
198	112	113	000011	000011	S275	UPN120	1.1
199	113	114	000011	000011	S275	UPN120	1.2
200	114	115	000011	000011	S275	UPN120	1.05
201	115	116	000011	000011	S275	UPN120	1.8
202	116	117	000011	000011	S275	UPN120	1.05
203	117	118	000011	000011	S275	UPN120	1.2
204	118	119	000011	000011	S275	UPN120	1.1
205	119	120	000011	000011	S275	UPN120	1.6
206	81	82	000011	000011	S275	UPN120	1.6
207	82	83	000011	000011	S275	UPN120	1.1
208	83	84	000011	000011	S275	UPN120	1.2
209	84	85	000011	000011	S275	UPN120	1.05
210	85	86	000011	000011	S275	UPN120	1.8
211	86	87	000011	000011	S275	UPN120	1.05
212	87	88	000011	000011	S275	UPN120	1.2
213	88	89	000011	000011	S275	UPN120	1.1
214	89	90	000011	000011	S275	UPN120	1.6
215	61	62	000011	000011	S275	UPN120	1.6
216	62	63	000011	000011	S275	UPN120	1.1
217	63	64	000011	000011	S275	UPN120	1.2
218	64	65	000011	000011	S275	UPN120	1.05
219	65	66	000011	000011	S275	UPN120	1.8
220	66	67	000011	000011	S275	UPN120	1.05
221	67	68	000011	000011	S275	UPN120	1.2
222	68	69	000011	000011	S275	UPN120	1.1
223	69	70	000011	000011	S275	UPN120	1.6
224	131	132	000011	000011	S275	UPN120	1.6
225	132	133	000011	000011	S275	UPN120	1.1
226	133	134	000011	000011	S275	UPN120	1.2
227	134	135	000011	000011	S275	UPN120	1.05
229	136	137	000011	000011	S275	UPN120	1.05
230	137	138	000011	000011	S275	UPN120	1.2
231	138	139	000011	000011	S275	UPN120	1.1
232	139	140	000011	000011	S275	UPN120	1.6
234	111	101	-	-	S275	HEB160 colonne	1.85
235	81	71	000011	000011	S275	UPN120	1.85
236	61	51	000011	000011	S275	UPN120	1.85
239	110	120	-	-	S275	HEB160 colonne	1.85
240	60	70	000011	000011	S275	UPN120	1.85
241	130	140	000011	000011	S275	UPN120	1.85
288	11	12	000011	000011	S275	HEB160 travi	1.6

289	12	13	000011	000000	S275	HEB160 travi	1.1
290	13	14	000000	000011	S275	HEB160 travi	1.2
291	14	15	000011	000000	S275	HEA120	1.05
292	16	17	000011	000000	S275	HEB160 travi	1.05
293	17	18	000000	000011	S275	HEB160 travi	1.2
294	18	19	000011	000000	S275	HEB160 travi	1.1
295	19	20	000000	000011	S275	HEB160 travi	1.6
297	1	2	000011	000011	S275	HEB160 travi	1.6
298	2	3	000011	000000	S275	HEB160 travi	1.1
299	3	4	000000	000011	S275	HEB160 travi	1.2
301	6	7	000011	000000	S275	HEB160 travi	1.05
302	7	8	000000	000011	S275	HEB160 travi	1.2
303	8	9	000011	000000	S275	HEB160 travi	1.1
304	9	10	000000	000011	S275	HEB160 travi	1.6
506	205	390	-	-	S275	HEB240 cop	2
507	206	391	-	-	S275	HEB240 cop	2
509	208	392	-	-	S275	HEB240 cop	2
512	205	206	000011	000011	S275	UPN160	1.6
513	206	211	000011	000000	S275	UPN160	1.1
514	207	208	000000	000011	S275	UPN160	1.8
517	17	7	-	-	S275	HEB160 travi	1.85
519	211	212	000000	000011	S275	UPN160	1.2
520	212	207	000011	000000	S275	UPN160	1.05
521	13	211	000011	000011	S275	HEB160 travi	1.65
534	4	14	-	-	S275	HEB240 cop	1.85
535	14	212	-	-	S275	HEB240 cop	1.65
537	212	393	-	-	S275	HEB240 cop	2
538	8	18	-	-	S275	HEB240 cop	1.85
539	18	389	-	-	S275	HEB240 cop	1.65
540	221	416	-	-	S275	HEB160 colonne	0.5875
541	222	417	-	-	S275	HEB160 colonne	0.5875
542	223	418	-	-	S275	HEB160 colonne	0.5875
543	224	419	-	-	S275	HEB160 colonne	0.5875
544	225	420	-	-	S275	HEB160 colonne	0.5875
545	226	421	-	-	S275	HEB160 colonne	0.5875
546	227	422	-	-	S275	HEB160 colonne	0.5875
547	228	423	-	-	S275	HEB160 colonne	0.5875
548	229	424	-	-	S275	HEB160 colonne	0.5875
549	221	222	000011	000011	S275	UPN120	1.6
550	222	223	000011	000011	S275	UPN120	1.1
551	223	224	000011	000011	S275	UPN120	1.2
552	224	225	000011	000011	S275	UPN120	1.05
553	225	226	000011	000011	S275	UPN120	1.8
554	226	227	000011	000011	S275	UPN120	1.05
555	227	228	000011	000011	S275	UPN120	1.2
556	228	229	000011	000011	S275	UPN120	1.1
593	239	425	-	-	S275	HEB160 colonne	0.5875
594	240	426	-	-	S275	HEB160 colonne	0.5875
595	241	427	-	-	S275	HEB160 colonne	0.5875
596	242	428	-	-	S275	HEB160 colonne	0.5875
597	243	429	-	-	S275	HEB160 colonne	0.5875
598	244	430	-	-	S275	HEB160 colonne	0.5875
599	245	431	-	-	S275	HEB160 colonne	0.5875
600	246	432	-	-	S275	HEB160 colonne	0.5875
601	247	433	-	-	S275	HEB160 colonne	0.5875
602	248	434	-	-	S275	HEB160 colonne	0.5875
603	239	240	000011	000011	S275	UPN120	1.6
604	240	241	000011	000011	S275	UPN120	1.1
605	241	242	000011	000011	S275	UPN120	1.2
606	242	243	000011	000011	S275	UPN120	1.05
607	243	244	000011	000011	S275	UPN120	1.8
608	244	245	000011	000011	S275	UPN120	1.05
609	245	246	000011	000011	S275	UPN120	1.2
610	246	247	000011	000011	S275	UPN120	1.1
611	247	248	000011	000011	S275	UPN120	1.6
648	239	221	000011	000011	S275	UPN120	1.85
657	260	248	000011	000011	S275	UPN120	1.85
658	260	435	-	-	S275	HEB160 colonne	0.5875
695	15	16	000000	000011	S275	HEA120	1.8
1024	112	102	-	-	S275	HEB160 colonne	1.85
1025	113	103	-	-	S275	HEB160 colonne	1.85
1026	114	104	-	-	S275	HEB160 colonne	1.85
1027	115	105	-	-	S275	HEB160 colonne	1.85
1028	116	106	-	-	S275	HEB160 colonne	1.85

1029	117	107	-	-	S275	HEB160 colonne	1.85
1030	118	108	-	-	S275	HEB160 colonne	1.85
1031	119	109	-	-	S275	HEB160 colonne	1.85
1072	243	225	000011	000011	S275	UPN120	1.85
1073	240	222	000011	000011	S275	UPN120	1.85
1124	126	136	000011	000011	S275	UPN120	1.85
1133	125	135	000011	000011	S275	UPN120	1.85
1158	378	1	-	-	S275	HEB240 cop	0.3
1159	379	2	-	-	S275	HEB240 cop	0.3
1161	381	4	-	-	S275	HEB240 cop	0.3
1163	383	6	-	-	S275	HEB240 cop	0.3
1165	385	8	-	-	S275	HEB240 cop	0.3
1167	387	10	-	-	S275	HEB240 cop	0.3
1168	388	394	-	-	S275	HEB240 cop	2
1169	389	395	-	-	S275	HEB240 cop	2
1170	390	21	-	-	S275	HEB240 cop	1.5
1171	391	22	-	-	S275	HEB240 cop	1.5
1172	392	26	-	-	S275	HEB240 cop	1.5
1173	393	219	-	-	S275	HEB240 cop	1.5
1174	394	30	-	-	S275	HEB240 cop	1.5
1175	395	220	-	-	S275	HEB240 cop	1.5
1191	129	139	000011	000011	S275	UPN120	1.85
1231	416	101	-	-	S275	HEB160 colonne	0.5875
1232	417	102	-	-	S275	HEB160 colonne	0.5875
1233	418	103	-	-	S275	HEB160 colonne	0.5875
1234	419	104	-	-	S275	HEB160 colonne	0.5875
1235	420	105	-	-	S275	HEB160 colonne	0.5875
1236	421	106	-	-	S275	HEB160 colonne	0.5875
1237	422	107	-	-	S275	HEB160 colonne	0.5875
1238	423	108	-	-	S275	HEB160 colonne	0.5875
1239	424	109	-	-	S275	HEB160 colonne	0.5875
1240	425	111	-	-	S275	HEB160 colonne	0.5875
1241	426	112	-	-	S275	HEB160 colonne	0.5875
1242	427	113	-	-	S275	HEB160 colonne	0.5875
1243	428	114	-	-	S275	HEB160 colonne	0.5875
1244	429	115	-	-	S275	HEB160 colonne	0.5875
1245	430	116	-	-	S275	HEB160 colonne	0.5875
1246	431	117	-	-	S275	HEB160 colonne	0.5875
1247	432	118	-	-	S275	HEB160 colonne	0.5875
1248	433	119	-	-	S275	HEB160 colonne	0.5875
1249	434	120	-	-	S275	HEB160 colonne	0.5875
1250	435	110	-	-	S275	HEB160 colonne	0.5875
1251	436	221	-	-	S275	HEB160 colonne	0.5875
1252	437	222	-	-	S275	HEB160 colonne	0.5875
1253	438	223	-	-	S275	HEB160 colonne	0.5875
1254	439	224	-	-	S275	HEB160 colonne	0.5875
1255	440	225	-	-	S275	HEB160 colonne	0.5875
1256	441	226	-	-	S275	HEB160 colonne	0.5875
1257	442	227	-	-	S275	HEB160 colonne	0.5875
1258	443	228	-	-	S275	HEB160 colonne	0.5875
1259	444	229	-	-	S275	HEB160 colonne	0.5875
1260	445	260	-	-	S275	HEB160 colonne	0.5875
1261	446	239	-	-	S275	HEB160 colonne	0.5875
1262	447	240	-	-	S275	HEB160 colonne	0.5875
1263	448	241	-	-	S275	HEB160 colonne	0.5875
1264	449	242	-	-	S275	HEB160 colonne	0.5875
1265	450	243	-	-	S275	HEB160 colonne	0.5875
1266	451	244	-	-	S275	HEB160 colonne	0.5875
1267	452	245	-	-	S275	HEB160 colonne	0.5875
1268	453	246	-	-	S275	HEB160 colonne	0.5875
1269	454	247	-	-	S275	HEB160 colonne	0.5875
1270	455	248	-	-	S275	HEB160 colonne	0.5875
1271	456	71	-	-	S275	HEB160 colonne	0.65
1272	457	72	-	-	S275	HEB160 colonne	0.65
1273	458	73	-	-	S275	HEB160 colonne	0.65
1274	459	74	-	-	S275	HEB160 colonne	0.65
1275	460	75	-	-	S275	HEB160 colonne	0.65
1276	461	77	-	-	S275	HEB160 colonne	0.65
1277	462	78	-	-	S275	HEB160 colonne	0.65
1278	463	79	-	-	S275	HEB160 colonne	0.65
1279	464	80	-	-	S275	HEB160 colonne	0.65
1280	465	81	-	-	S275	HEB160 colonne	0.65
1281	466	82	-	-	S275	HEB160 colonne	0.65
1282	467	83	-	-	S275	HEB160 colonne	0.65

1283	468	84	-	-	S275	HEB160 colonne	0.65
1284	469	85	-	-	S275	HEB160 colonne	0.65
1285	470	87	-	-	S275	HEB160 colonne	0.65
1286	471	88	-	-	S275	HEB160 colonne	0.65
1287	472	89	-	-	S275	HEB160 colonne	0.65
1288	473	90	-	-	S275	HEB160 colonne	0.65
1289	474	51	-	-	S275	HEB160 colonne	0.475
1290	475	52	-	-	S275	HEB160 colonne	0.475
1291	476	53	-	-	S275	HEB160 colonne	0.475
1292	477	54	-	-	S275	HEB160 colonne	0.475
1293	478	55	-	-	S275	HEB160 colonne	0.475
1294	479	56	-	-	S275	HEB160 colonne	0.475
1295	480	57	-	-	S275	HEB160 colonne	0.475
1296	481	58	-	-	S275	HEB160 colonne	0.475
1297	482	59	-	-	S275	HEB160 colonne	0.475
1298	483	60	-	-	S275	HEB160 colonne	0.475
1299	484	61	-	-	S275	HEB160 colonne	0.475
1300	485	62	-	-	S275	HEB160 colonne	0.475
1301	486	63	-	-	S275	HEB160 colonne	0.475
1302	487	64	-	-	S275	HEB160 colonne	0.475
1303	488	65	-	-	S275	HEB160 colonne	0.475
1304	489	66	-	-	S275	HEB160 colonne	0.475
1305	490	67	-	-	S275	HEB160 colonne	0.475
1306	491	68	-	-	S275	HEB160 colonne	0.475
1307	492	69	-	-	S275	HEB160 colonne	0.475
1308	493	70	-	-	S275	HEB160 colonne	0.475
1309	494	121	-	-	S275	HEB160 colonne	0.575
1310	495	122	-	-	S275	HEB160 colonne	0.575
1311	496	123	-	-	S275	HEB160 colonne	0.575
1312	497	124	-	-	S275	HEB160 colonne	0.575
1313	498	125	-	-	S275	HEB160 colonne	0.575
1314	499	126	-	-	S275	HEB160 colonne	0.575
1315	500	127	-	-	S275	HEB160 colonne	0.575
1316	501	128	-	-	S275	HEB160 colonne	0.575
1317	502	129	-	-	S275	HEB160 colonne	0.575
1318	503	130	-	-	S275	HEB160 colonne	0.575
1319	504	131	-	-	S275	HEB160 colonne	0.575
1320	505	132	-	-	S275	HEB160 colonne	0.575
1321	506	133	-	-	S275	HEB160 colonne	0.575
1322	507	134	-	-	S275	HEB160 colonne	0.575
1323	508	135	-	-	S275	HEB160 colonne	0.575
1324	509	136	-	-	S275	HEB160 colonne	0.575
1325	510	137	-	-	S275	HEB160 colonne	0.575
1326	511	138	-	-	S275	HEB160 colonne	0.575
1327	512	139	-	-	S275	HEB160 colonne	0.575
1328	513	140	-	-	S275	HEB160 colonne	0.575
1354	514	76	-	-	S275	HEB160 colonne	0.65
1396	515	86	-	-	S275	HEB160 colonne	0.65
1607	101	516	000011	000000	S275	50x50	1.191
1608	112	517	000011	000000	S275	50x50	1.051
1609	103	518	000011	000000	S275	50x50	1.103
1610	114	519	000011	000000	S275	50x50	1.064
1611	105	520	000011	000000	S275	50x50	1.291
1612	116	521	000011	000000	S275	50x50	1.064
1613	107	522	000011	000000	S275	50x50	1.103
1614	118	523	000011	000000	S275	50x50	1.103
1615	109	524	000011	000000	S275	50x50	1.256
1616	111	516	000011	000000	S275	50x50	1.191
1617	516	102	000000	000011	S275	50x50	1.256
1618	516	112	000000	000011	S275	50x50	1.256
1619	102	517	000011	000000	S275	50x50	1.051
1620	517	113	000000	000011	S275	50x50	1.103
1621	517	103	000000	000011	S275	50x50	1.103
1622	113	518	000011	000000	S275	50x50	1.103
1623	518	104	000000	000011	S275	50x50	1.103
1624	518	114	000000	000011	S275	50x50	1.103
1625	104	519	000011	000000	S275	50x50	1.064
1626	519	115	000000	000011	S275	50x50	1.064
1627	519	105	000000	000011	S275	50x50	1.064
1628	115	520	000011	000000	S275	50x50	1.291
1629	520	106	000000	000011	S275	50x50	1.291
1630	520	116	000000	000011	S275	50x50	1.291
1631	106	521	000011	000000	S275	50x50	1.064
1632	521	117	000000	000011	S275	50x50	1.064

1633	521	107	000000	000011	S275	50x50	1.064
1634	117	522	000011	000000	S275	50x50	1.103
1635	522	108	000000	000011	S275	50x50	1.103
1636	522	118	000000	000011	S275	50x50	1.103
1637	108	523	000011	000000	S275	50x50	1.103
1638	523	119	000000	000011	S275	50x50	1.051
1639	523	109	000000	000011	S275	50x50	1.051
1640	119	524	000011	000000	S275	50x50	1.256
1641	524	110	000000	000011	S275	50x50	1.191
1642	524	120	000000	000011	S275	50x50	1.191
1691	100	541	-	-	S275	UPN160	1.016
1692	99	544	-	-	S275	UPN160	1.016
1693	97	547	-	-	S275	UPN160	0.9392
1694	93	550	-	-	S275	UPN160	0.9392
1695	541	542	-	-	S275	UPN160	1.016
1696	542	543	-	-	S275	UPN160	1.016
1697	543	98	-	-	S275	UPN160	0.9628
1698	544	545	-	-	S275	UPN160	1.016
1699	545	546	-	-	S275	UPN160	1.016
1700	546	94	-	-	S275	UPN160	0.9628
1701	547	548	-	-	S275	UPN160	0.8983
1702	548	549	-	-	S275	UPN160	0.8983
1703	549	96	-	-	S275	UPN160	0.8983
1704	550	551	-	-	S275	UPN160	0.8983
1705	551	552	-	-	S275	UPN160	0.8983
1706	552	92	-	-	S275	UPN160	0.8983
1707	549	552	-	-	S275	UPN160	1.6
1708	548	551	-	-	S275	UPN160	1.6
1709	547	550	-	-	S275	UPN160	1.6
1710	543	546	-	-	S275	UPN160	1.6
1711	542	545	-	-	S275	UPN160	1.6
1712	541	544	-	-	S275	UPN160	1.6
1713	20	553	000011	000000	S275	50x50	1.089
1714	10	553	000011	000000	S275	50x50	1.089
1715	553	140	000000	000011	S275	50x50	1.089
1716	553	130	000000	000011	S275	50x50	1.089
1717	140	554	000011	000000	S275	50x50	1.089
1718	130	554	000011	000000	S275	50x50	1.089
1719	554	70	000000	000011	S275	50x50	1.04
1720	554	60	000000	000011	S275	50x50	1.04
1721	70	555	000011	000000	S275	50x50	1.191
1722	60	555	000011	000000	S275	50x50	1.191
1723	555	90	000000	000011	S275	50x50	1.131
1724	555	80	000000	000011	S275	50x50	1.131
1725	90	556	000011	000000	S275	50x50	1.096
1726	80	556	000011	000000	S275	50x50	1.096
1727	556	248	000000	000011	S275	50x50	1.096
1728	556	260	000000	000011	S275	50x50	1.096
1729	248	557	000011	000000	S275	50x50	1.096
1730	260	557	000011	000000	S275	50x50	1.096
1731	557	120	000000	000011	S275	50x50	1.096
1732	557	110	000000	000011	S275	50x50	1.096
1733	9	558	000011	000000	S275	50x50	0.9852
1734	10	558	000011	000000	S275	50x50	0.9852
1735	558	129	000000	000011	S275	50x50	0.9852
1736	558	130	000000	000011	S275	50x50	0.9852
1737	129	559	000011	000000	S275	50x50	0.9852
1738	130	559	000011	000000	S275	50x50	0.9852
1739	559	59	000000	000011	S275	50x50	0.9304
1740	559	60	000000	000011	S275	50x50	0.9304
1741	59	560	000011	000000	S275	50x50	1.097
1742	60	560	000011	000000	S275	50x50	1.097
1743	560	79	000000	000011	S275	50x50	1.031
1744	560	80	000000	000011	S275	50x50	1.031
1745	1	561	000011	000000	S275	50x50	0.9852
1746	2	561	000011	000000	S275	50x50	0.9852
1747	561	121	000000	000011	S275	50x50	0.9852
1748	561	122	000000	000011	S275	50x50	0.9852
1749	121	562	000011	000000	S275	50x50	0.9852
1750	122	562	000011	000000	S275	50x50	0.9852
1751	562	51	000000	000011	S275	50x50	0.9304
1752	562	52	000000	000011	S275	50x50	0.9304
1753	51	563	000011	000000	S275	50x50	1.097
1754	52	563	000011	000000	S275	50x50	1.097

1755	563	71	000000	000011	S275	50x50	1.031
1756	563	72	000000	000011	S275	50x50	1.031
1757	71	564	000011	000000	S275	50x50	0.9926
1758	72	564	000011	000000	S275	50x50	0.9926
1759	564	221	000000	000011	S275	50x50	0.9926
1760	564	222	000000	000011	S275	50x50	0.9926
1761	221	565	000011	000000	S275	50x50	0.9926
1762	222	565	000011	000000	S275	50x50	0.9926
1763	565	101	000000	000011	S275	50x50	0.9926
1764	565	102	000000	000011	S275	50x50	0.9926
1765	20	566	000011	000000	S275	50x50	0.9852
1766	19	566	000011	000000	S275	50x50	0.9852
1767	566	140	000000	000011	S275	50x50	0.9852
1768	566	139	000000	000011	S275	50x50	0.9852
1769	140	567	000011	000000	S275	50x50	0.9852
1770	139	567	000011	000000	S275	50x50	0.9852
1771	567	70	000000	000011	S275	50x50	0.9304
1772	567	69	000000	000011	S275	50x50	0.9304
1773	70	568	000011	000000	S275	50x50	1.097
1774	69	568	000011	000000	S275	50x50	1.097
1775	568	90	000000	000011	S275	50x50	1.031
1776	568	89	000000	000011	S275	50x50	1.031
1777	90	569	000011	000000	S275	50x50	0.9926
1778	89	569	000011	000000	S275	50x50	0.9926
1779	569	248	000000	000011	S275	50x50	0.9926
1780	569	247	000000	000011	S275	50x50	0.9926
1781	248	570	000011	000000	S275	50x50	0.9926
1782	247	570	000011	000000	S275	50x50	0.9926
1783	570	120	000000	000011	S275	50x50	0.9926
1784	570	119	000000	000011	S275	50x50	0.9926
1785	66	571	000011	000000	S275	50x50	1.172
1786	65	571	000011	000000	S275	50x50	1.172
1787	571	86	000000	000011	S275	50x50	1.11
1788	571	85	000000	000011	S275	50x50	1.11
1789	86	572	000011	000000	S275	50x50	1.075
1790	85	572	000011	000000	S275	50x50	1.075
1791	572	244	000000	000011	S275	50x50	1.075
1792	572	243	000000	000011	S275	50x50	1.075
1793	244	573	000011	000000	S275	50x50	1.075
1794	243	573	000011	000000	S275	50x50	1.075
1795	573	116	000000	000011	S275	50x50	1.075
1796	573	115	000000	000011	S275	50x50	1.075
1797	12	574	000011	000000	S275	50x50	0.9852
1798	11	574	000011	000000	S275	50x50	0.9852
1799	574	132	000000	000011	S275	50x50	0.9852
1800	574	131	000000	000011	S275	50x50	0.9852
1801	132	575	000011	000000	S275	50x50	0.9852
1802	131	575	000011	000000	S275	50x50	0.9852
1803	575	62	000000	000011	S275	50x50	0.9304
1804	575	61	000000	000011	S275	50x50	0.9304
1805	62	576	000011	000000	S275	50x50	1.097
1806	61	576	000011	000000	S275	50x50	1.097
1807	576	82	000000	000011	S275	50x50	1.031
1808	576	81	000000	000011	S275	50x50	1.031
1809	82	577	000011	000000	S275	50x50	0.9926
1810	81	577	000011	000000	S275	50x50	0.9926
1811	577	240	000000	000011	S275	50x50	0.9926
1812	577	239	000000	000011	S275	50x50	0.9926
1813	240	578	000011	000000	S275	50x50	0.9926
1814	239	578	000011	000000	S275	50x50	0.9926
1815	578	112	000000	000011	S275	50x50	0.9926
1816	578	111	000000	000011	S275	50x50	0.9926
1817	55	579	000011	000000	S275	50x50	1.172
1818	56	579	000011	000000	S275	50x50	1.172
1819	579	75	000000	000011	S275	50x50	1.11
1820	579	76	000000	000011	S275	50x50	1.11
1821	75	580	000011	000000	S275	50x50	1.075
1822	76	580	000011	000000	S275	50x50	1.075
1823	580	225	000000	000011	S275	50x50	1.075
1824	580	226	000000	000011	S275	50x50	1.075
1825	225	581	000011	000000	S275	50x50	1.075
1826	226	581	000011	000000	S275	50x50	1.075
1827	581	105	000000	000011	S275	50x50	1.075
1828	581	106	000000	000011	S275	50x50	1.075

1829	61	582	000011	000000	S275	50x50	1.191
1830	51	582	000011	000000	S275	50x50	1.191
1831	582	81	000000	000011	S275	50x50	1.131
1832	582	71	000000	000011	S275	50x50	1.131
1833	81	583	000011	000000	S275	50x50	1.096
1834	71	583	000011	000000	S275	50x50	1.096
1835	583	239	000000	000011	S275	50x50	1.096
1836	583	221	000000	000011	S275	50x50	1.096
1837	239	584	000011	000000	S275	50x50	1.096
1838	221	584	000011	000000	S275	50x50	1.096
1839	584	111	000000	000011	S275	50x50	1.096
1840	584	101	000000	000011	S275	50x50	1.096
1841	59	69	000011	000011	S275	UPN120	1.85
1842	9	585	000011	000000	S275	50x50	1.089
1843	19	585	000011	000000	S275	50x50	1.089
1844	585	129	000000	000011	S275	50x50	1.089
1845	585	139	000000	000011	S275	50x50	1.089
1846	129	586	000011	000000	S275	50x50	1.089
1847	139	586	000011	000000	S275	50x50	1.089
1848	586	59	000000	000011	S275	50x50	1.04
1849	586	69	000000	000011	S275	50x50	1.04
1850	59	587	000011	000000	S275	50x50	1.191
1851	69	587	000011	000000	S275	50x50	1.191
1852	587	79	000000	000011	S275	50x50	1.131
1853	587	89	000000	000011	S275	50x50	1.131
1854	82	72	000011	000011	S275	UPN120	1.85
1860	72	589	000011	000000	S275	50x50	1.096
1861	82	589	000011	000000	S275	50x50	1.096
1862	589	222	000000	000011	S275	50x50	1.096
1863	589	240	000000	000011	S275	50x50	1.096
1864	222	590	000011	000000	S275	50x50	1.096
1865	240	590	000011	000000	S275	50x50	1.096
1866	590	102	000000	000011	S275	50x50	1.096
1867	590	112	000000	000011	S275	50x50	1.096
1868	15	591	000011	000000	S275	50x50	1.089
1869	5	591	000011	000000	S275	50x50	1.089
1870	591	135	000000	000011	S275	50x50	1.089
1871	591	125	000000	000011	S275	50x50	1.089
1872	135	592	000011	000000	S275	50x50	1.089
1873	125	592	000011	000000	S275	50x50	1.089
1874	592	65	000000	000011	S275	50x50	1.04
1875	592	55	000000	000011	S275	50x50	1.04
1876	243	593	000011	000000	S275	50x50	1.096
1877	225	593	000011	000000	S275	50x50	1.096
1878	593	115	000000	000011	S275	50x50	1.096
1879	593	105	000000	000011	S275	50x50	1.096
1880	16	594	000011	000000	S275	50x50	1.089
1881	6	594	000011	000000	S275	50x50	1.089
1882	594	136	000000	000011	S275	50x50	1.089
1883	594	126	000000	000011	S275	50x50	1.089
1884	136	595	000011	000000	S275	50x50	1.089
1885	126	595	000011	000000	S275	50x50	1.089
1886	595	66	000000	000011	S275	50x50	1.04
1887	595	56	000000	000011	S275	50x50	1.04
1889	226	244	000011	000011	S275	UPN120	1.85
1890	106	597	000011	000000	S275	50x50	1.096
1891	116	597	000011	000000	S275	50x50	1.096
1892	597	226	000000	000011	S275	50x50	1.096
1893	597	244	000000	000011	S275	50x50	1.096
1894	4	598	000011	000000	S275	50x50	0.7786
1895	124	598	000011	000000	S275	50x50	0.7786
1896	598	5	000000	000011	S275	50x50	0.7786
1897	598	125	000000	000011	S275	50x50	0.7786
1898	124	599	000011	000000	S275	50x50	0.7425
1899	54	599	000011	000000	S275	50x50	0.7425
1900	599	125	000000	000011	S275	50x50	0.7425
1901	599	55	000000	000011	S275	50x50	0.7425
1902	6	600	000011	000000	S275	50x50	0.7786
1903	126	600	000011	000000	S275	50x50	0.7786
1904	600	7	000000	000011	S275	50x50	0.7786
1905	600	127	000000	000011	S275	50x50	0.7786
1906	126	601	000011	000000	S275	50x50	0.7425
1907	56	601	000011	000000	S275	50x50	0.7425
1908	601	127	000000	000011	S275	50x50	0.7425

1909	601	57	000000	000011	S275	50x50	0.7425
1910	14	602	000011	000000	S275	50x50	0.7786
1911	134	602	000011	000000	S275	50x50	0.7786
1912	602	15	000000	000011	S275	50x50	0.7786
1913	602	135	000000	000011	S275	50x50	0.7786
1914	134	603	000011	000000	S275	50x50	0.7425
1915	64	603	000011	000000	S275	50x50	0.7425
1916	603	135	000000	000011	S275	50x50	0.7425
1917	603	65	000000	000011	S275	50x50	0.7425
1918	16	604	000011	000000	S275	50x50	0.7786
1919	136	604	000011	000000	S275	50x50	0.7786
1920	604	17	000000	000011	S275	50x50	0.7786
1921	604	137	000000	000011	S275	50x50	0.7786
1922	136	605	000011	000000	S275	50x50	0.7425
1923	66	605	000011	000000	S275	50x50	0.7425
1924	605	137	000000	000011	S275	50x50	0.7425
1925	605	67	000000	000011	S275	50x50	0.7425
1926	596	5	-	-	S275	HEA120	0.3

*** TOTAL WEIGHT / VOLUME / SURFACE AREA SUMMARY

SECTION NO	SECION NAME	SURFACE AREA	VOLUMN	WEIGHT	FRAME NUMBER	TRUSS NUMBER
1	HEB160 travi	21.76	0.1252	9.635	17	0
2	HEB160 colonne	129.8	0.7466	57.48	210	0
3	UPN160	24.85	0.1056	8.127	40	0
4	UPN120	62.24	0.2372	18.26	104	0
5	50x50	88.9	0.2222	17.11	240	0
6	L70x6	0	0	0	0	0
7	140x100	0	0	0	0	0
8	HEB240 cop	62.2	0.4643	35.74	32	0
9	HEA120	3.49	0.01265	0.9738	4	0

*** LOAD DATA

; Self Weight, Nodal Load, Specified Displacement, Beam Load, Floor Load, Finishing Material Load, System Temperature, Nodal Temperature, Element Temperature, Beam Section Temperature, Wind Load, Static Seismic Load, Time History Analysis Data

** FLOOR LOAD TYPE DATA

NAME	LOADCASE NAME	LOAD	SUB-BEAM WEIGHT
Scala	G	-0.55	Consider
	Q	-4	Do not consider
	N	-0.8	Do not consider
Vento (-)	W	0.85	Consider
Vento (+)	W	0.85	Consider
Terrazzo	G	-0.55	Consider
	Q	-4	Do not consider

** FLOOR LOAD DATA

LOAD TYPE	DISTRIBUTION	DIR.	PROJ	NUMBER	SUB-BEAM ANGLE	UNIT-W	NODE LIST
Scala	Two Way	GZ	NO	0	0	0	79 80 90 89
Vento (+)	Two Way	GX	NO	0	0	0	11 1 101 111
Vento (+)	Two Way	GY	NO	0	0	0	11 20 120 111
Terrazzo	Two Way	GZ	NO	0	0	0	205 11 16 208
Vento (-)	Two Way	GX	NO	0	0	0	10 20 120 110
Scala	One Way	GZ	NO	0	0	0	97 93 550 547
Scala	One Way	GZ	NO	0	0	0	547 550 92 96
Scala	One Way	GZ	NO	0	0	0	543 546 94 98
Scala	One Way	GZ	NO	0	0	0	100 99 546 543
Scala	One Way	GZ	NO	0	0	0	98 94 93 97
Scala	One Way	GZ	NO	0	0	0	11 1 2 12

[LOAD CASE : PP]

** SELF WEIGHT DATA

; X=0, Y=0, Z=-1

[LOAD CASE : Gtamp]

** BEAM LOAD DATA

MEMBER	TYPE	DIR.	PROJ.	D1	P1	D2	P2	D3	P3	D4	P4
81	Uniform Load	GZ	NO	0	-0.8	1	-0.8	0	0	0	0
85	Uniform Load	GZ	NO	0	-0.8	1	-0.8	0	0	0	0
89	Uniform Load	GZ	NO	0	-0.8	1	-0.8	0	0	0	0
197	Uniform Load	GZ	NO	0	-0.8	1	-0.8	0	0	0	0
198	Uniform Load	GZ	NO	0	-0.8	1	-0.8	0	0	0	0
199	Uniform Load	GZ	NO	0	-0.8	1	-0.8	0	0	0	0
200	Uniform Load	GZ	NO	0	-0.8	1	-0.8	0	0	0	0
201	Uniform Load	GZ	NO	0	-0.8	1	-0.8	0	0	0	0
202	Uniform Load	GZ	NO	0	-0.8	1	-0.8	0	0	0	0
203	Uniform Load	GZ	NO	0	-0.8	1	-0.8	0	0	0	0
204	Uniform Load	GZ	NO	0	-0.8	1	-0.8	0	0	0	0
205	Uniform Load	GZ	NO	0	-0.8	1	-0.8	0	0	0	0
206	Uniform Load	GZ	NO	0	-0.8	1	-0.8	0	0	0	0
207	Uniform Load	GZ	NO	0	-0.8	1	-0.8	0	0	0	0
208	Uniform Load	GZ	NO	0	-0.8	1	-0.8	0	0	0	0
209	Uniform Load	GZ	NO	0	-0.8	1	-0.8	0	0	0	0
210	Uniform Load	GZ	NO	0	-0.8	1	-0.8	0	0	0	0
211	Uniform Load	GZ	NO	0	-0.8	1	-0.8	0	0	0	0
212	Uniform Load	GZ	NO	0	-0.8	1	-0.8	0	0	0	0
213	Uniform Load	GZ	NO	0	-0.8	1	-0.8	0	0	0	0
214	Uniform Load	GZ	NO	0	-0.8	1	-0.8	0	0	0	0
215	Uniform Load	GZ	NO	0	-0.8	1	-0.8	0	0	0	0
216	Uniform Load	GZ	NO	0	-0.8	1	-0.8	0	0	0	0
217	Uniform Load	GZ	NO	0	-0.8	1	-0.8	0	0	0	0
218	Uniform Load	GZ	NO	0	-0.8	1	-0.8	0	0	0	0
219	Uniform Load	GZ	NO	0	-0.8	1	-0.8	0	0	0	0
220	Uniform Load	GZ	NO	0	-0.8	1	-0.8	0	0	0	0
221	Uniform Load	GZ	NO	0	-0.8	1	-0.8	0	0	0	0
222	Uniform Load	GZ	NO	0	-0.8	1	-0.8	0	0	0	0
223	Uniform Load	GZ	NO	0	-0.8	1	-0.8	0	0	0	0

```
0
        224         Uniform Load     GZ    NO     0     -0.8     1     -0.8     0         0     0
0
        225         Uniform Load     GZ    NO     0     -0.8     1     -0.8     0         0     0
0
        226         Uniform Load     GZ    NO     0     -0.8     1     -0.8     0         0     0
0
        227         Uniform Load     GZ    NO     0     -0.8     1     -0.8     0         0     0
0
        229         Uniform Load     GZ    NO     0     -0.8     1     -0.8     0         0     0
0
        230         Uniform Load     GZ    NO     0     -0.8     1     -0.8     0         0     0
0
        231         Uniform Load     GZ    NO     0     -0.8     1     -0.8     0         0     0
0
        232         Uniform Load     GZ    NO     0     -0.8     1     -0.8     0         0     0
0
        235         Uniform Load     GZ    NO     0     -0.8     1     -0.8     0         0     0
0
        236         Uniform Load     GZ    NO     0     -0.8     1     -0.8     0         0     0
0
        240         Uniform Load     GZ    NO     0     -0.8     1     -0.8     0         0     0
0
        241         Uniform Load     GZ    NO     0     -0.8     1     -0.8     0         0     0
0
        603         Uniform Load     GZ    NO     0     -0.8     1     -0.8     0         0     0
0
        604         Uniform Load     GZ    NO     0     -0.8     1     -0.8     0         0     0
0
        605         Uniform Load     GZ    NO     0     -0.8     1     -0.8     0         0     0
0
        606         Uniform Load     GZ    NO     0     -0.8     1     -0.8     0         0     0
0
        607         Uniform Load     GZ    NO     0     -0.8     1     -0.8     0         0     0
0
        608         Uniform Load     GZ    NO     0     -0.8     1     -0.8     0         0     0
0
        609         Uniform Load     GZ    NO     0     -0.8     1     -0.8     0         0     0
0
        610         Uniform Load     GZ    NO     0     -0.8     1     -0.8     0         0     0
0
        611         Uniform Load     GZ    NO     0     -0.8     1     -0.8     0         0     0
0
        648         Uniform Load     GZ    NO     0     -0.8     1     -0.8     0         0     0
0
        657         Uniform Load     GZ    NO     0     -0.8     1     -0.8     0         0     0
0


*** RESPONSE SPECTRUM FUNCTION DATA

         NAME        FUNCTION  SCALE  GRAVITY DATA
                         TYPE
   ---------- --------------- ------ -------- ---------------------------------------------------
          SLV Normalized Acc.      1    9.806 0:0.144 0.034:0.139 0.069:0.134 0.103:0.129
0.138:0.124
          SLD Normalized Acc.      1    9.806 0:0.065 0.03:0.085 0.06:0.105 0.09:0.124 0.12:0.144
          SLO Normalized Acc.      1    9.806 0:0.054 0.027:0.07 0.054:0.087 0.081:0.104 0.108:0.12


*** RESPONSE SPECTRUM LOAD CASE DATA

              NAME        FUNCTION   DIR.    ANGLE    SCALE   PERIOD      ACCIDENTAL
                              NAME                             FACTOR    ECCENTRICITY
   --------------- --------------- ------ -------- -------- -------- ---------------


*** LOAD COMBINATION DATA

 ** GENERAL
         NO       NAME       TYPE     ACTIVE  DESCRIPTION
   -------- ---------- ---------- ----------  ---------------------------------------------
          1      gLCB1        Add     ACTIVE  1.3D + 1.5(1.0Q)
          2      gLCB2        Add     ACTIVE  1.3D + 1.5(1.0Q) + 1.5(0.5N)
```

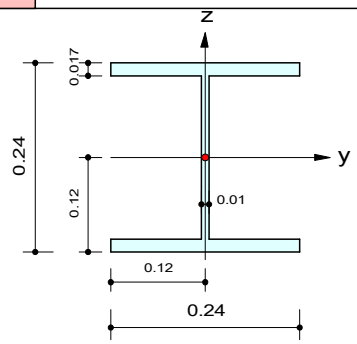
```
         3      gLCB3        Add     ACTIVE  1.3D + 1.5(0.7Q) + 1.5(1.0N)
         4      gLCB4        Add     ACTIVE  1.3D + 1.5(1.0Q) + 1.5(0.6)W
         5      gLCB5        Add     ACTIVE  1.3D + 1.5(0.7Q) + 1.5W
         6      gLCB6        Add     ACTIVE  1.3D + 1.5(1.0Q) - 1.5(0.6)W
         7      gLCB7        Add     ACTIVE  1.3D + 1.5(0.7Q) - 1.5W
         8      gLCB8        Add     ACTIVE  1.3D + 1.5(1.0Q) + 1.5(0.5N) + 1.5(0.6)W
         9      gLCB9        Add     ACTIVE  1.3D + 1.5(0.7Q) + 1.5(0.5N) + 1.5W
        10     gLCB10        Add     ACTIVE  1.3D + 1.5(1.0Q) + 1.5(0.5N) - 1.5(0.6)W
        11     gLCB11        Add     ACTIVE  1.3D + 1.5(0.7Q) + 1.5(0.5N) - 1.5W
        12     gLCB12        Add     ACTIVE  1.3D + 1.5(0.7Q) + 1.5(1.0N) + 1.5(0.6)W
        13     gLCB13        Add     ACTIVE  1.3D + 1.5(0.7Q) + 1.5(1.0N) - 1.5(0.6)W
        14     gLCB14        Add     ACTIVE  1.0D + 1.0(0.6Q) + 1.0(1.0(1.00)SdVx+0.3(
                                             1.00)SdVy)
        15     gLCB15        Add     ACTIVE  1.0D + 1.0(0.6Q) + 1.0(1.0(1.00)SdVx-0.3(
                                             1.00)SdVy)
        16     gLCB16        Add     ACTIVE  1.0D + 1.0(0.6Q) + 1.0(1.0(1.00)SdVy+0.3(
                                             1.00)SdVx)
        17     gLCB17        Add     ACTIVE  1.0D + 1.0(0.6Q) + 1.0(1.0(1.00)SdVy-0.3(
                                             1.00)SdVx)
        18     gLCB18        Add     ACTIVE  1.0D + 1.0(0.6Q) - 1.0(1.0(1.00)SdVx+0.3(
                                             1.00)SdVy)
        19     gLCB19        Add     ACTIVE  1.0D + 1.0(0.6Q) - 1.0(1.0(1.00)SdVx-0.3(
                                             1.00)SdVy)
        20     gLCB20        Add     ACTIVE  1.0D + 1.0(0.6Q) - 1.0(1.0(1.00)SdVy+0.3(
                                             1.00)SdVx)
        21     gLCB21        Add     ACTIVE  1.0D + 1.0(0.6Q) - 1.0(1.0(1.00)SdVy-0.3(
                                             1.00)SdVx)
        22     gLCB22        Add     ACTIVE  1.0D + (1.0Q)
        23     gLCB23        Add     ACTIVE  1.0D + (1.0Q) + (0.5N)
        24     gLCB24        Add     ACTIVE  1.0D + (0.7Q) + (1.0N)
        25     gLCB25        Add     ACTIVE  1.0D + (1.0Q) + (0.6)W
        26     gLCB26        Add     ACTIVE  1.0D + (1.0Q) - (0.6)W
        27     gLCB27        Add     ACTIVE  1.0D + (0.7Q) + 1.0W
        28     gLCB28        Add     ACTIVE  1.0D + (0.7Q) - 1.0W
        29     gLCB29        Add     ACTIVE  1.0D + (1.0Q) + (0.5N) + (0.6)W
        30     gLCB30        Add     ACTIVE  1.0D + (1.0Q) + (0.5N) - (0.6)W
        31     gLCB31        Add     ACTIVE  1.0D + (0.7Q) + (0.5N) + 1.0W
        32     gLCB32        Add     ACTIVE  1.0D + (0.7Q) + (0.5N) - 1.0W
        33     gLCB33        Add     ACTIVE  1.0D + (0.7Q) + (1.0N) + (0.6)W
        34     gLCB34        Add     ACTIVE  1.0D + (0.7Q) + (1.0N) - (0.6)W
        35     gLCB35        Add     ACTIVE  1.0D + (0.7Q)
        36     gLCB36        Add     ACTIVE  1.0D + (0.6Q) + (0.2N)
        37     gLCB37        Add     ACTIVE  1.0D + (0.6Q) + (0.2)W
        38     gLCB38        Add     ACTIVE  1.0D + (0.6Q) - (0.2)W
        39     gLCB39        Add     ACTIVE  1.0D + (0.6Q) + (0.2N) + (0.2)W
        40     gLCB40        Add     ACTIVE  1.0D + (0.6Q) + (0.2N) - (0.2)W
        41     gLCB41        Add     ACTIVE  1.0D + (0.6Q)
        42 STL ENV_S~   Envelope     ACTIVE  Steel Strength Envelope
        43 STL ENV_S~   Envelope     ACTIVE  Steel Serviceability Envelope
        44      sisma   Envelope     ACTIVE  sisma slv
** STEEL DESIGN
        NO       NAME       TYPE     ACTIVE  DESCRIPTION
  -------- ---------- ---------- ----------  --------------------------------------------
         1      sLCB1        Add     ACTIVE  1.3D + 1.5(1.0Q)
         2      sLCB2        Add     ACTIVE  1.3D + 1.5(1.0Q) + 1.5(0.5N)
         3      sLCB3        Add     ACTIVE  1.3D + 1.5(0.7Q) + 1.5(1.0N)
         4      sLCB4        Add     ACTIVE  1.3D + 1.5(1.0Q) + 1.5(0.6)W
         5      sLCB5        Add     ACTIVE  1.3D + 1.5(0.7Q) + 1.5W
         6      sLCB6        Add     ACTIVE  1.3D + 1.5(1.0Q) - 1.5(0.6)W
         7      sLCB7        Add     ACTIVE  1.3D + 1.5(0.7Q) - 1.5W
         8      sLCB8        Add     ACTIVE  1.3D + 1.5(1.0Q) + 1.5(0.5N) + 1.5(0.6)W
         9      sLCB9        Add     ACTIVE  1.3D + 1.5(0.7Q) + 1.5(0.5N) + 1.5W
        10     sLCB10        Add     ACTIVE  1.3D + 1.5(1.0Q) + 1.5(0.5N) - 1.5(0.6)W
        11     sLCB11        Add     ACTIVE  1.3D + 1.5(0.7Q) + 1.5(0.5N) - 1.5W
        12     sLCB12        Add     ACTIVE  1.3D + 1.5(0.7Q) + 1.5(1.0N) + 1.5(0.6)W
        13     sLCB13        Add     ACTIVE  1.3D + 1.5(0.7Q) + 1.5(1.0N) - 1.5(0.6)W
        14     sLCB14        Add     ACTIVE  1.0D + 1.0(0.6Q) + 1.0(1.0(1.00)SdVx+0.3(
                                             1.00)SdVy)
        15     sLCB15        Add     ACTIVE  1.0D + 1.0(0.6Q) + 1.0(1.0(1.00)SdVx-0.3(
                                             1.00)SdVy)
        16     sLCB16        Add     ACTIVE  1.0D + 1.0(0.6Q) + 1.0(1.0(1.00)SdVy+0.3(
                                             1.00)SdVx)
        17     sLCB17        Add     ACTIVE  1.0D + 1.0(0.6Q) + 1.0(1.0(1.00)SdVy-0.3(
                                             1.00)SdVx)
```

18	sLCB18	Add	ACTIVE	1.0D + 1.0(0.6Q) - 1.0(1.0(1.00)SdVx+0.3(1.00)SdVy)
19	sLCB19	Add	ACTIVE	1.0D + 1.0(0.6Q) - 1.0(1.0(1.00)SdVx-0.3(1.00)SdVy)
20	sLCB20	Add	ACTIVE	1.0D + 1.0(0.6Q) - 1.0(1.0(1.00)SdVy+0.3(1.00)SdVx)
21	sLCB21	Add	ACTIVE	1.0D + 1.0(0.6Q) - 1.0(1.0(1.00)SdVy-0.3(1.00)SdVx)
22	sLCB22	Add	SERVICE	SERV :1.0D + (1.0Q)
23	sLCB23	Add	SERVICE	SERV :1.0D + (1.0Q) + (0.5N)
24	sLCB24	Add	SERVICE	SERV :1.0D + (0.7Q) + (1.0N)
25	sLCB25	Add	SERVICE	SERV :1.0D + (1.0Q) + (0.6)W
26	sLCB26	Add	SERVICE	SERV :1.0D + (1.0Q) - (0.6)W
27	sLCB27	Add	SERVICE	SERV :1.0D + (0.7Q) + 1.0W
28	sLCB28	Add	SERVICE	SERV :1.0D + (0.7Q) - 1.0W
29	sLCB29	Add	SERVICE	SERV :1.0D + (1.0Q) + (0.5N) + (0.6)W
30	sLCB30	Add	SERVICE	SERV :1.0D + (1.0Q) + (0.5N) - (0.6)W
31	sLCB31	Add	SERVICE	SERV :1.0D + (0.7Q) + (0.5N) + 1.0W
32	sLCB32	Add	SERVICE	SERV :1.0D + (0.7Q) + (0.5N) - 1.0W
33	sLCB33	Add	SERVICE	SERV :1.0D + (0.7Q) + (1.0N) + (0.6)W
34	sLCB34	Add	SERVICE	SERV :1.0D + (0.7Q) + (1.0N) - (0.6)W
35	sLCB35	Add	SERVICE	SERV :1.0D + (0.7Q)
36	sLCB36	Add	SERVICE	SERV :1.0D + (0.6Q) + (0.2N)
37	sLCB37	Add	SERVICE	SERV :1.0D + (0.6Q) + (0.2)W
38	sLCB38	Add	SERVICE	SERV :1.0D + (0.6Q) - (0.2)W
39	sLCB39	Add	SERVICE	SERV :1.0D + (0.6Q) + (0.2N) + (0.2)W
40	sLCB40	Add	SERVICE	SERV :1.0D + (0.6Q) + (0.2N) - (0.2)W
41	sLCB41	Add	SERVICE	SERV :1.0D + (0.6Q)
42	env slv	Envelope	ACTIVE	
43	env sle	Envelope	SERVICE	
44	sisma	Envelope	ACTIVE	sisma

Company		Project Title	1410067 - INTERVENTO 1A
Author	IPT srl	File Name	N:\...0067 r28 - INTERVENTO 1A.mgb

1. Design Information

Design Code : Eurocode3:05
Unit System : kN, m
Member No : 1167
Material : S275 (No:1)
(Fy = 275000, Es = 210000000)
Section Name : HEB240 cop (No:8)
(Rolled : HEB240).
Member Length : 7.30000



2. Member Forces

Axial Force Fxx = -8.6539 (LCB: 9, POS:1/2)
Bending Moments My = 112.593, Mz = 1.13934
End Moments Myi = 112.593, Myj = 0.00000 (for Lb)
Myi = 112.593, Myj = 0.00000 (for Ly)
Mzi = 1.60757, Mzj = 0.00000 (for Lz)
Shear Forces Fyy = -5.6574 (LCB: 8, POS:I)
Fzz = -74.849 (LCB: 10, POS:I)

Depth	0.24000	Web Thick	0.01000
Top F Width	0.24000	Top F Thick	0.01700
Bot.F Width	0.24000	Bot.F Thick	0.01700
Area	0.01060	Asz	0.00240
Qyb	0.05080	Qzb	0.00720
Iyy	0.00011	Izz	0.00004
Ybar	0.12000	Zbar	0.12000
Wely	0.00094	Welz	0.00033
ry	0.10300	rz	0.06080

3. Design Parameters

Unbraced Lengths Ly = 5.15000, Lz = 5.15000, Lb = 5.15000
Effective Length Factors Ky = 1.00, Kz = 1.00
Equivalent Uniform Moment Factors Cmy = 1.00, Cmz = 1.00, CmLT = 1.00

4. Checking Results

Slenderness Ratio
KL/r = 84.7 < 200.0 (Memb:1167, LCB: 9)..... O.K
Axial Resistance
N_Ed/Nc_Rd = 8.65/2915.00 = 0.003 < 1.000 ..... O.K
Bending Resistance
M_Edy/M_Rdy = 112.593/249.938 = 0.450 < 1.000 ..... O.K
M_Edz/M_Rdz = 1.139/136.056 = 0.008 < 1.000 ..... O.K
Combined Resistance
RNRd = MAX[M_Edy/Mny_Rd, M_Edz/Mnz_Rd]
Rmax1 = (M_Edy/Mny_Rd)^Alpha + (M_Edz/Mnz_Rd)^Beta
Rcom = N_Ed/(A*fy/Gamma_M0), Rbend = M_Edy/My_Rd + M_Edz/Mz_Rd
Rc_LT1 = N_Ed/(Xiy*A*fy/Gamma_M1)
Rb_LT1 = (kyy*M_Edy)/(Xi_LT*Wply*fy/Gamma_M1) + (kyz*Msdz)/(Wplz*fy/Gamma_M1)
Rc_LT2 = N_Ed/(Xiz*A*fy/Gamma_M1)
Rb_LT2 = (Kzy*M_Edy)/(Xi_LT*Wply*fy/Gamma_M1) + (Kzz*Msdz)/(Wplz*fy/Gamma_M1)
Rmax = MAX[RNRd, Rmax1, (Rcom+Rbend), MAX(Rc_LT1+Rb_LT1, Rc_LT2+Rb_LT2)] = 0.462 < 1.000 .. O.K
Shear Resistance
V_Edy/Vy_Rd = 0.004 < 1.000 ..... O.K
V_Edz/Vz_Rd = 0.142 < 1.000 ..... O.K

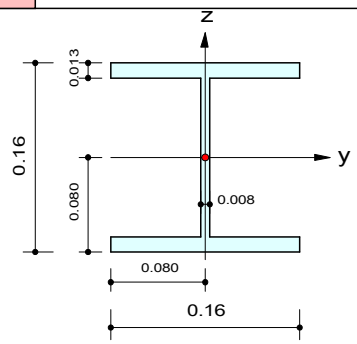
5. Deflection Checking Results

L/ 250.0 = 0.0292 > 0.0073 (Memb:1159, LCB: 29, POS: 5.0m, Dir-Z)..... O.K

Company		Project Title	1410067 - INTERVENTO 1A
Author	IPT srl	File Name	N:\...0067 r28 - INTERVENTO 1A.mgb

1. Design Information

Design Code : Eurocode3:05
Unit System : kN, m
Member No : 40
Material : S275 (No:1)
(Fy = 275000, Es = 210000000)
Section Name : HEB160 colonne (No:2)
(Rolled : HEB160).
Member Length : 3.60000



2. Member Forces

Axial Force Fxx = -46.713 (LCB: 9, POS:I)
Bending Moments My = 30.1815, Mz = -0.0044
End Moments Myi = 30.1815, Myj = -3.8056 (for Lb)
Myi = 30.1815, Myj = -3.8056 (for Ly)
Mzi = -0.0044, Mzj = -0.0287 (for Lz)
Shear Forces Fyy = -0.1982 (LCB: 9, POS:J)
Fzz = 29.6620 (LCB: 9, POS:I)

Depth	0.16000	Web Thick	0.00800
Top F Width	0.16000	Top F Thick	0.01300
Bot.F Width	0.16000	Bot.F Thick	0.01300
Area	0.00543	Asz	0.00128
Qyb	0.02135	Qzb	0.00320
Iyy	0.00002	Izz	0.00001
Ybar	0.08000	Zbar	0.08000
Wely	0.00031	Welz	0.00011
ry	0.06780	rz	0.04050

3. Design Parameters

Unbraced Lengths Ly = 1.15000, Lz = 1.15000, Lb = 1.15000
Effective Length Factors Ky = 1.00, Kz = 1.00
Equivalent Uniform Moment Factors Cmy = 0.85, Cmz = 0.85, CmLT = 1.00

4. Checking Results

Slenderness Ratio
KL/r = 34.6 < 200.0 (Memb:40, LCB: 9)..... O.K
Axial Resistance
N_Ed/Nc_Rd = 46.71/1493.25 = 0.031 < 1.000 ..... O.K
Bending Resistance
M_Edy/M_Rdy = 30.1815/97.3500 = 0.310 < 1.000 ..... O.K
M_Edz/M_Rdz = 0.0044/46.3496 = 0.000 < 1.000 ..... O.K
Combined Resistance
RNRd = MAX[M_Edy/Mny_Rd, M_Edz/Mnz_Rd]
Rmax1 = (M_Edy/Mny_Rd)^Alpha + (M_Edz/Mnz_Rd)^Beta
Rcom = N_Ed/(A*fy/Gamma_M0), Rbend = M_Edy/My_Rd + M_Edz/Mz_Rd
Rc_LT1 = N_Ed/(Xiy*A*fy/Gamma_M1)
Rb_LT1 = (kyy*M_Edy)/(Xi_LT*Wply*fy/Gamma_M1) + (kyz*Msdz)/(Wplz*fy/Gamma_M1)
Rc_LT2 = N_Ed/(Xiz*A*fy/Gamma_M1)
Rb_LT2 = (Kzy*M_Edy)/(Xi_LT*Wply*fy/Gamma_M1) + (Kzz*Msdz)/(Wplz*fy/Gamma_M1)
Rmax = MAX[RNRd, Rmax1, (Rcom+Rbend), MAX(Rc_LT1+Rb_LT1, Rc_LT2+Rb_LT2)] = 0.341 < 1.000 .. O.K
Shear Resistance
V_Edy/Vy_Rd = 0.000 < 1.000 ..... O.K
V_Edz/Vz_Rd = 0.106 < 1.000 ..... O.K

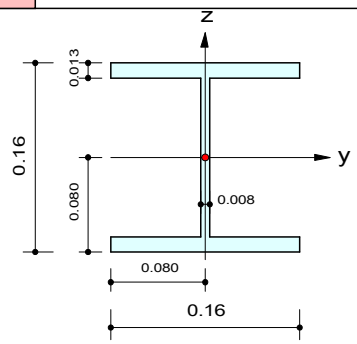
5. Deflection Checking Results

L/ 300.0 = 0.0073 > 0.0063 (Memb:25, LCB: 31, Dir-Y)..... O.K

Company		Project Title	1410067 - INTERVENTO 1A
Author	IPT srl	File Name	N:\...0067 r28 - INTERVENTO 1A.mgb

1. Design Information

Design Code : Eurocode3:05
Unit System : kN, m
Member No : 31
Material : S275 (No:1)
(Fy = 275000, Es = 210000000)
Section Name : HEB160 colonne (No:2)
(Rolled : HEB160).
Member Length : 5.95000



2. Member Forces

Axial Force Fxx = -50.136 (LCB: 9, POS:I)
Bending Moments My = 25.0263, Mz = 0.00125
End Moments Myi = 25.0263, Myj = 7.07451 (for Lb)
Myi = 25.0263, Myj = -8.1387 (for Ly)
Mzi = 0.00125, Mzj = 0.00688 (for Lz)
Shear Forces Fyy = 0.27362 (LCB: 9, POS:I)
Fzz = 15.7184 (LCB: 9, POS:I)

Depth	0.16000	Web Thick	0.00800
Top F Width	0.16000	Top F Thick	0.01300
Bot.F Width	0.16000	Bot.F Thick	0.01300
Area	0.00543	Asz	0.00128
Qyb	0.02135	Qzb	0.00320
Iyy	0.00002	Izz	0.00001
Ybar	0.08000	Zbar	0.08000
Wely	0.00031	Welz	0.00011
ry	0.06780	rz	0.04050

3. Design Parameters

Unbraced Lengths Ly = 2.20000, Lz = 1.15000, Lb = 1.15000
Effective Length Factors Ky = 1.00, Kz = 1.00
Equivalent Uniform Moment Factors Cmy = 0.85, Cmz = 0.85, CmLT = 1.00

4. Checking Results

Slenderness Ratio
KL/r = 87.8 < 200.0 (Memb:28, LCB: 1)..... O.K
Axial Resistance
N_Ed/Nc_Rd = 50.14/1493.25 = 0.034 < 1.000 ..... O.K
Bending Resistance
M_Edy/M_Rdy = 25.0263/97.3500 = 0.257 < 1.000 ..... O.K
M_Edz/M_Rdz = 0.0013/46.3496 = 0.000 < 1.000 ..... O.K
Combined Resistance
RNRd = MAX[M_Edy/Mny_Rd, M_Edz/Mnz_Rd]
Rmax1 = (M_Edy/Mny_Rd)^Alpha + (M_Edz/Mnz_Rd)^Beta
Rcom = N_Ed/(A*fy/Gamma_M0), Rbend = M_Edy/My_Rd + M_Edz/Mz_Rd
Rc_LT1 = N_Ed/(Xiy*A*fy/Gamma_M1)
Rb_LT1 = (kyy*M_Edy)/(Xi_LT*Wply*fy/Gamma_M1) + (kyz*Msdz)/(Wplz*fy/Gamma_M1)
Rc_LT2 = N_Ed/(Xiz*A*fy/Gamma_M1)
Rb_LT2 = (Kzy*M_Edy)/(Xi_LT*Wply*fy/Gamma_M1) + (Kzz*Msdz)/(Wplz*fy/Gamma_M1)
Rmax = MAX[RNRd, Rmax1, (Rcom+Rbend), MAX(Rc_LT1+Rb_LT1, Rc_LT2+Rb_LT2)] = 0.291 < 1.000 .. O.K
Shear Resistance
V_Edy/Vy_Rd = 0.000 < 1.000 ..... O.K
V_Edz/Vz_Rd = 0.056 < 1.000 ..... O.K

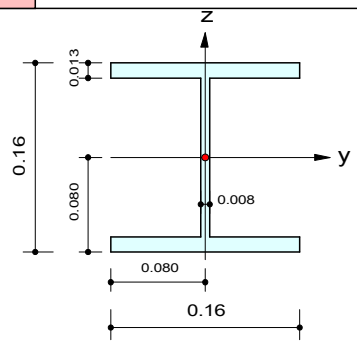
5. Deflection Checking Results

L/ 150.0 = 0.0250 > 0.0114 (Memb:45, LCB: 31, Dir-Y)..... O.K

Company		**Project Title**	1410067 - INTERVENTO 1A
Author	IPT srl	**File Name**	N:\...0067 r28 - INTERVENTO 1A.mgb

1. Design Information

Design Code : Eurocode3:05
Unit System : kN, m
Member No : 294
Material : S275 (No:1)
(Fy = 275000, Es = 210000000)
Section Name : HEB160 travi (No:1)
(Rolled : HEB160).
Member Length : 2.70000



2. Member Forces

Axial Force Fxx = 9.05605 (LCB: 9, POS:1/2)
Bending Moments My = 16.3396, Mz = -0.9047
End Moments Myi = 10.6117, Myj = 0.00000 (for Lb)
Myi = 10.6117, Myj = 0.00000 (for Ly)
Mzi = -1.0366, Mzj = 0.00000 (for Lz)
Shear Forces Fyy = 2.80383 (LCB: 5, POS:I)
Fzz = -15.153 (LCB: 9, POS:I)

Depth	0.16000	Web Thick	0.00800
Top F Width	0.16000	Top F Thick	0.01300
Bot.F Width	0.16000	Bot.F Thick	0.01300
Area	0.00543	Asz	0.00128
Qyb	0.02135	Qzb	0.00320
Iyy	0.00002	Izz	0.00001
Ybar	0.08000	Zbar	0.08000
Wely	0.00031	Welz	0.00011
ry	0.06780	rz	0.04050

3. Design Parameters

Unbraced Lengths Ly = 1.60000, Lz = 1.60000, Lb = 1.60000
Effective Length Factors Ky = 1.00, Kz = 1.00
Equivalent Uniform Moment Factors Cmy = 1.00, Cmz = 1.00, CmLT = 1.00

4. Checking Results

Slenderness Ratio
KL/r = 56.8 < 200.0 (Memb:298, LCB: 18)..... O.K
Axial Resistance
N_Ed/Nt_Rd = 9.06/1493.25 = 0.006 < 1.000 ..... O.K
Bending Resistance
M_Edy/M_Rdy = 16.3396/97.3500 = 0.168 < 1.000 ..... O.K
M_Edz/M_Rdz = 0.9047/46.3496 = 0.020 < 1.000 ..... O.K
Combined Resistance
RNRd = MAX[M_Edy/Mny_Rd, M_Edz/Mnz_Rd]
Rmax1 = (M_Edy/Mny_Rd)^Alpha + (M_Edz/Mnz_Rd)^Beta
Rcom = N_Ed/(A*fy/Gamma_M0), Rbend = M_Edy/My_Rd + M_Edz/Mz_Rd
Rmax = MAX[RNRd, Rmax1, (Rcom+Rbend)] = 0.193 < 1.000 ..... O.K
Shear Resistance
V_Edy/Vy_Rd = 0.004 < 1.000 ..... O.K
V_Edz/Vz_Rd = 0.054 < 1.000 ..... O.K

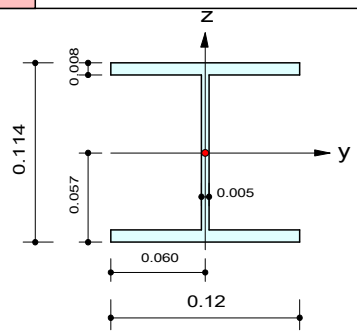
5. Deflection Checking Results

L/ 250.0 = 0.0090 > 0.0007 (Memb:292, LCB: 29, POS: 1.2m, Dir-Z)..... O.K

Company		Project Title	1410067 - INTERVENTO 1A
Author	IPT srl	File Name	N:\...0067 r28 - INTERVENTO 1A.mgb

1. Design Information

Design Code : Eurocode3:05
Unit System : kN, m
Member No : 1926
Material : S275 (No:1)
(Fy = 275000, Es = 210000000)
Section Name : HEA120 (No:9)
(Rolled : HEA120).
Member Length : 0.30000



2. Member Forces

Axial Force Fxx = -11.292 (LCB: 10, POS:J)
Bending Moments My = 7.87695, Mz = -0.3817
End Moments Myi = 0.00000, Myj = 7.87695 (for Lb)
Myi = 0.00000, Myj = 7.87695 (for Ly)
Mzi = 0.00000, Mzj = -0.3817 (for Lz)
Shear Forces Fyy = 1.73869 (LCB: 11, POS:I)
Fzz = -26.294 (LCB: 10, POS:I)

Depth	0.11400	Web Thick	0.00500
Top F Width	0.12000	Top F Thick	0.00800
Bot.F Width	0.12000	Bot.F Thick	0.00800
Area	0.00253	Asz	0.00057
Qyb	0.01138	Qzb	0.00180
Iyy	0.00001	Izz	0.00000
Ybar	0.06000	Zbar	0.05700
Wely	0.00011	Welz	0.00004
ry	0.04890	rz	0.03020

3. Design Parameters

Unbraced Lengths Ly = 0.30000, Lz = 0.30000, Lb = 0.30000
Effective Length Factors Ky = 1.00, Kz = 1.00
Equivalent Uniform Moment Factors Cmy = 1.00, Cmz = 1.00, CmLT = 1.00

4. Checking Results

Slenderness Ratio
KL/r = 61.3 < 200.0 (Memb:9, LCB: 6)..... O.K
Axial Resistance
N_Ed/Nc_Rd = 11.292/695.750 = 0.016 < 1.000 ..... O.K
Bending Resistance
M_Edy/M_Rdy = 7.8770/32.8350 = 0.240 < 1.000 ..... O.K
M_Edz/M_Rdz = 0.3817/16.0084 = 0.024 < 1.000 ..... O.K
Combined Resistance
RNRd = MAX[M_Edy/Mny_Rd, M_Edz/Mnz_Rd]
Rmax1 = (M_Edy/Mny_Rd)^Alpha + (M_Edz/Mnz_Rd)^Beta
Rcom = N_Ed/(A*fy/Gamma_M0), Rbend = M_Edy/My_Rd + M_Edz/Mz_Rd
Rc_LT1 = N_Ed/(Xiy*A*fy/Gamma_M1)
Rb_LT1 = (kyy*M_Edy)/(Xi_LT*Wply*fy/Gamma_M1) + (kyz*Msdz)/(Wplz*fy/Gamma_M1)
Rc_LT2 = N_Ed/(Xiz*A*fy/Gamma_M1)
Rb_LT2 = (Kzy*M_Edy)/(Xi_LT*Wply*fy/Gamma_M1) + (Kzz*Msdz)/(Wplz*fy/Gamma_M1)
Rmax = MAX[RNRd, Rmax1, (Rcom+Rbend), MAX(Rc_LT1+Rb_LT1, Rc_LT2+Rb_LT2)] = 0.280 < 1.000 .. O.K
Shear Resistance
V_Edy/Vy_Rd = 0.005 < 1.000 ..... O.K
V_Edz/Vz_Rd = 0.197 < 1.000 ..... O.K

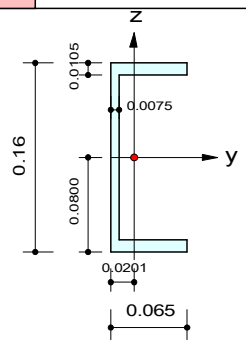
5. Deflection Checking Results

L/ 250.0 = 0.0072 > 0.0002 (Memb:695, LCB: 29, POS: 0.9m, Dir-Z)..... O.K

Company		Project Title	1410067 - INTERVENTO 1A
Author	IPT srl	File Name	N:\...0067 r28 - INTERVENTO 1A.mgb

1. Design Information

Design Code : Eurocode3:05
Unit System : kN, m
Member No : 93
Material : S275 (No:1)
(Fy = 275000, Es = 210000000)
Section Name : UPN160 (No:3)
(Rolled : UPN160).
Member Length : 1.60000



2. Member Forces

Axial Force Fxx = -0.1918 (LCB: 10, POS:J)
Bending Moments My = -9.7710, Mz = -0.4104
End Moments Myi = 0.14091, Myj = -9.7710 (for Lb)
Myi = 0.14091, Myj = -9.7710 (for Ly)
Mzi = 0.00000, Mzj = -0.4104 (for Lz)
Shear Forces Fyy = 0.28169 (LCB: 11, POS:I)
Fzz = 9.01135 (LCB: 10, POS:J)

Depth	0.16000	Web Thick	0.00750
Top F Width	0.06500	Top F Thick	0.01050
Bot.F Width	0.06500	Bot.F Thick	0.01050
Area	0.00240	Asz	0.00120
Qyb	0.00922	Qzb	0.00101
Iyy	0.00001	Izz	0.00000
Ybar	0.02005	Zbar	0.08000
Wely	0.00012	Welz	0.00002
ry	0.06210	rz	0.01890

3. Design Parameters

Unbraced Lengths Ly = 1.60000, Lz = 1.60000, Lb = 1.60000
Effective Length Factors Ky = 1.00, Kz = 1.00
Equivalent Uniform Moment Factors Cmy = 1.00, Cmz = 1.00, CmLT = 1.00

4. Checking Results

Slenderness Ratio
KL/r = 150.8 < 200.0 (Memb:520, LCB: 7)..... O.K
Axial Resistance
N_Ed/Nc_Rd = 0.192/660.000 = 0.000 < 1.000 ..... O.K
Bending Resistance
M_Edy/M_Rdy = 9.7710/37.8400 = 0.258 < 1.000 ..... O.K
M_Edz/M_Rdz = 0.4104/10.7841 = 0.038 < 1.000 ..... O.K
Combined Resistance
RNRd = MAX[M_Edy/Mny_Rd, M_Edz/Mnz_Rd]
Rmax1 = (M_Edy/Mny_Rd)^Alpha + (M_Edz/Mnz_Rd)^Beta
Rcom = N_Ed/(A*fy/Gamma_M0), Rbend = M_Edy/My_Rd + M_Edz/Mz_Rd
Rc_LT1 = N_Ed/(Xiy*A*fy/Gamma_M1)
Rb_LT1 = (kyy*M_Edy)/(Xi_LT*Wply*fy/Gamma_M1) + (kyz*Msdz)/(Wplz*fy/Gamma_M1)
Rc_LT2 = N_Ed/(Xiz*A*fy/Gamma_M1)
Rb_LT2 = (Kzy*M_Edy)/(Xi_LT*Wply*fy/Gamma_M1) + (Kzz*Msdz)/(Wplz*fy/Gamma_M1)
Rmax = MAX[RNRd, Rmax1, (Rcom+Rbend), MAX(Rc_LT1+Rb_LT1, Rc_LT2+Rb_LT2)] = 0.401 < 1.000 .. O.K
Shear Resistance
V_Edy/Vy_Rd = 0.001 < 1.000 ..... O.K
V_Edz/Vz_Rd = 0.046 < 1.000 ..... O.K

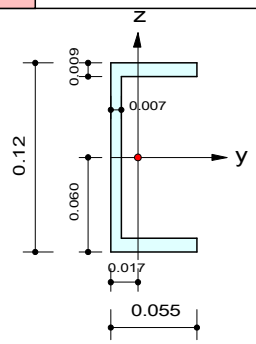
5. Deflection Checking Results

L/ 250.0 = 0.0074 > 0.0014 (Memb:84, LCB: 31, POS: 0.6m, Dir-Z)..... O.K

Company		Project Title	1410067 - INTERVENTO 1A
Author	IPT srl	File Name	N:\...0067 r28 - INTERVENTO 1A.mgb

1. Design Information

Design Code : Eurocode3:05
Unit System : kN, m
Member No : 241
Material : S275 (No:1)
(Fy = 275000, Es = 210000000)
Section Name : UPN120 (No:4)
(Rolled : UPN120).
Member Length : 1.85000



2. Member Forces

Axial Force Fxx = -18.190 (LCB: 9, POS:1/2)
Bending Moments My = 0.51771, Mz = 0.19205
End Moments Myi = 0.00000, Myj = 0.00000 (for Lb)
Myi = 0.00000, Myj = 0.00000 (for Ly)
Mzi = 0.00000, Mzj = 0.00000 (for Lz)
Shear Forces Fyy = -0.3114 (LCB: 5, POS:I)
Fzz = 1.11937 (LCB: 1, POS:J)

Depth	0.12000	Web Thick	0.00700
Top F Width	0.05500	Top F Thick	0.00900
Bot.F Width	0.05500	Bot.F Thick	0.00900
Area	0.00170	Asz	0.00084
Qyb	0.00523	Qzb	0.00071
Iyy	0.00000	Izz	0.00000
Ybar	0.01744	Zbar	0.06000
Wely	0.00006	Welz	0.00001
ry	0.04620	rz	0.01590

3. Design Parameters

Unbraced Lengths Ly = 1.85000, Lz = 1.85000, Lb = 1.85000
Effective Length Factors Ky = 1.00, Kz = 1.00
Equivalent Uniform Moment Factors Cmy = 1.00, Cmz = 1.00, CmLT = 1.00

4. Checking Results

Slenderness Ratio
KL/r = 116.4 < 200.0 (Memb:241, LCB: 9)..... O.K
Axial Resistance
N_Ed/Nc_Rd = 18.190/174.032 = 0.105 < 1.000 ..... O.K
Bending Resistance
M_Edy/M_Rdy = 0.5177/20.0200 = 0.026 < 1.000 ..... O.K
M_Edz/M_Rdz = 0.19205/6.50870 = 0.030 < 1.000 ..... O.K
Combined Resistance
RNRd = MAX[M_Edy/Mny_Rd, M_Edz/Mnz_Rd]
Rmax1 = (M_Edy/Mny_Rd)^Alpha + (M_Edz/Mnz_Rd)^Beta
Rcom = N_Ed/(A*fy/Gamma_M0), Rbend = M_Edy/My_Rd + M_Edz/Mz_Rd
Rc_LT1 = N_Ed/(Xiy*A*fy/Gamma_M1)
Rb_LT1 = (kyy*M_Edy)/(Xi_LT*Wply*fy/Gamma_M1) + (kyz*Msdz)/(Wplz*fy/Gamma_M1)
Rc_LT2 = N_Ed/(Xiz*A*fy/Gamma_M1)
Rb_LT2 = (Kzy*M_Edy)/(Xi_LT*Wply*fy/Gamma_M1) + (Kzz*Msdz)/(Wplz*fy/Gamma_M1)
Rmax = MAX[RNRd, Rmax1, (Rcom+Rbend), MAX(Rc_LT1+Rb_LT1, Rc_LT2+Rb_LT2)] = 0.159 < 1.000 .. O.K
Shear Resistance
V_Edy/Vy_Rd = 0.002 < 1.000 ..... O.K
V_Edz/Vz_Rd = 0.008 < 1.000 ..... O.K

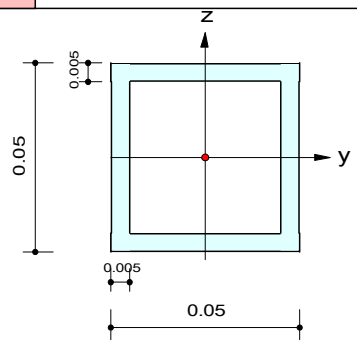
5. Deflection Checking Results

L/ 250.0 = 0.0074 > 0.0034 (Memb:81, LCB: 29, POS: 1.2m, Dir-Z)..... O.K

Company		Project Title	1410067 - INTERVENTO 1A
Author	IPT srl	File Name	N:\...0067 r28 - INTERVENTO 1A.mgb

1. Design Information

Design Code : Eurocode3:05
Unit System : kN, m
Member No : 1832
Material : S275 (No:1)
(Fy = 275000, Es = 210000000)
Section Name : 50x50 (No:5)
(Built-up Section).
Member Length : 1.13054



2. Member Forces

Axial Force Fxx = -13.834 (LCB: 9, POS:I)
Bending Moments My = -0.0142, Mz = -0.3358
End Moments Myi = -0.0142, Myj = 0.00000 (for Lb)
Myi = -0.0142, Myj = 0.00000 (for Ly)
Mzi = -0.3358, Mzj = 0.00000 (for Lz)
Shear Forces Fyy = -0.4977 (LCB: 9, POS:J)
Fzz = -0.0562 (LCB: 10, POS:I)

Depth	0.05000	Web Thick	0.00500
Flg Width	0.05000	Top F Thick	0.00500
Web Center	0.04500	Bot.F Thick	0.00500
Area	0.00090	Asz	0.00050
Qyb	0.00076	Qzb	0.00076
Iyy	0.00000	Izz	0.00000
Ybar	0.02500	Zbar	0.02500
Wely	0.00001	Welz	0.00001
ry	0.01848	rz	0.01848

3. Design Parameters

Unbraced Lengths Ly = 1.13054, Lz = 1.13054, Lb = 1.13054
Effective Length Factors Ky = 1.00, Kz = 1.00
Equivalent Uniform Moment Factors Cmy = 1.00, Cmz = 1.00, CmLT = 1.00

4. Checking Results

Slenderness Ratio
KL/r = 69.8 < 200.0 (Memb:1630, LCB: 1)..... O.K
Axial Resistance
N_Ed/Nc_Rd = 13.834/247.500 = 0.056 < 1.000 ..... O.K
Bending Resistance
M_Edy/M_Rdy = 0.01420/4.19375 = 0.003 < 1.000 ..... O.K
M_Edz/M_Rdz = 0.33578/4.19375 = 0.080 < 1.000 ..... O.K
Combined Resistance
RNRd = MAX[M_Edy/Mny_Rd, M_Edz/Mnz_Rd]
Rmax1 = (M_Edy/Mny_Rd)^Alpha + (M_Edz/Mnz_Rd)^Beta
Rcom = N_Ed/(A*fy/Gamma_M0), Rbend = M_Edy/My_Rd + M_Edz/Mz_Rd
Rc_LT1 = N_Ed/(Xiy*A*fy/Gamma_M1)
Rb_LT1 = (kyy*M_Edy)/(Xi_LT*Wply*fy/Gamma_M1) + (kyz*Msdz)/(Wplz*fy/Gamma_M1)
Rc_LT2 = N_Ed/(Xiz*A*fy/Gamma_M1)
Rb_LT2 = (Kzy*M_Edy)/(Xi_LT*Wply*fy/Gamma_M1) + (Kzz*Msdz)/(Wplz*fy/Gamma_M1)
Rmax = MAX[RNRd, Rmax1, (Rcom+Rbend), MAX(Rc_LT1+Rb_LT1, Rc_LT2+Rb_LT2)] = 0.161 < 1.000 .. O.K
Shear Resistance
V_Edy/Vy_Rd = 0.006 < 1.000 ..... O.K
V_Edz/Vz_Rd = 0.001 < 1.000 ..... O.K

ALLEGATO 03

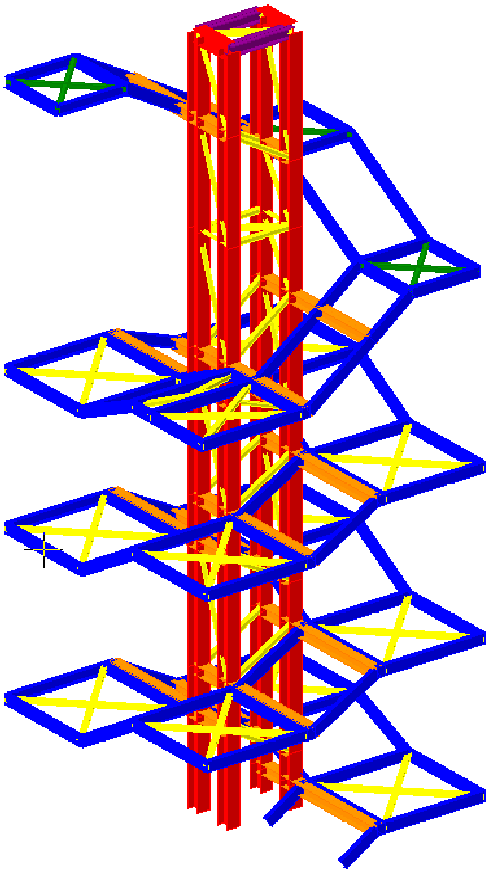
INTERVENTO 2

INTERVENTO 2 - scala entro cavedio

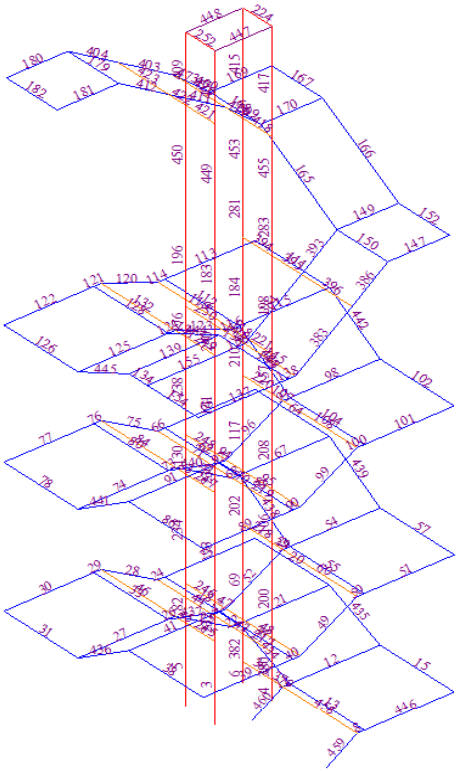
rif. Mod. 1410097 r2

Modello 3D

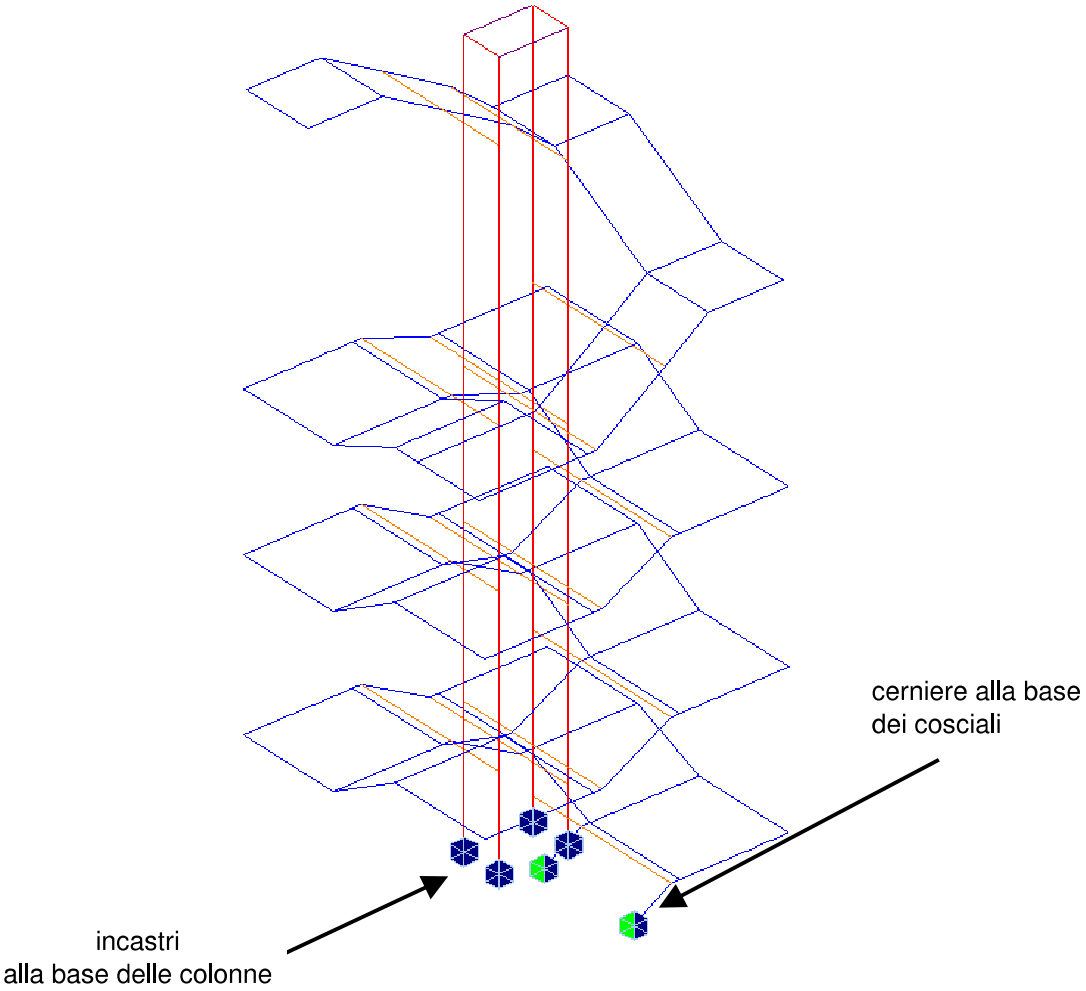
- colonne HE240B
- travi HE200A
- cosciali UPN200
- L 80x80x10
- L 70x70x6



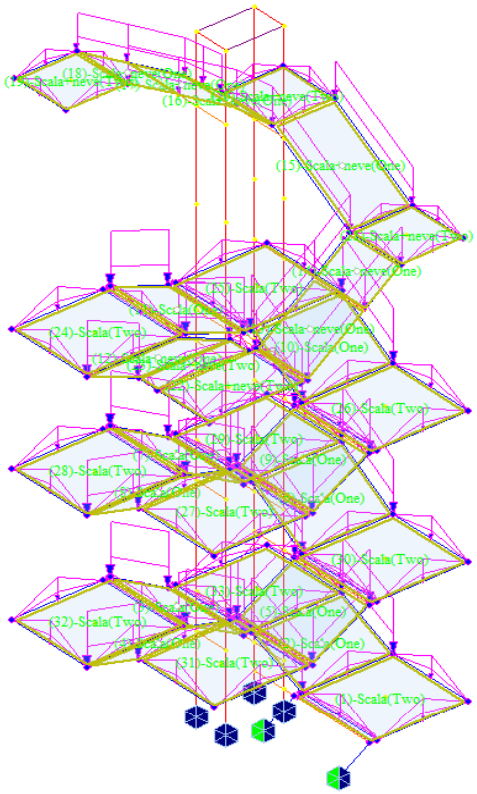
Identificazione elementi



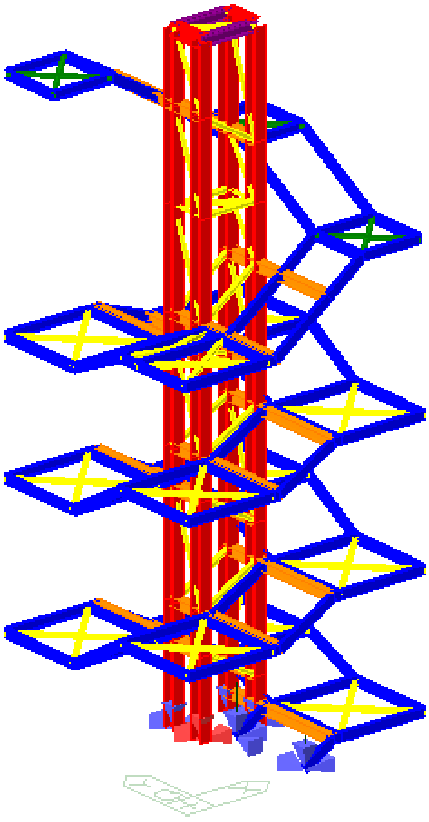
Vincoli



Carichi statici



Reazioni vincolari - traslazioni - SLV



midas Gen
POST-PROCESSOR

REACTION FORCE

FORCE-XYZ

MIN. REACTION

NODE= 245

FX: -4.5339E+000

FY: -2.3512E+000

FZ: -1.7087E+001

FXYZ: 1.7834E+001

MAX. REACTION

NODE= 15

FX: -5.4006E+000

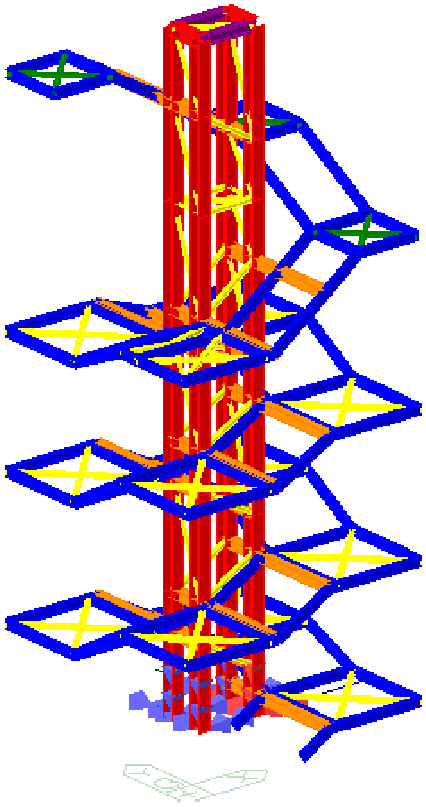
FY: -1.8044E+001
CBmin: STL ENV_S~

MAX : 15
MIN : 245

FILE: 1410097 r2~
UNIT: kN
DATE: 10/30/2014

VIEW-DIRECTION
X:-0.575
Y:-0.710
Z: 0.407

Reazioni vincolari - rotazioni - SLV



midas Gen
POST-PROCESSOR

REACTION FORCE

MOMENT-XYZ

MIN. REACTION

NODE= 15

MX: -2.2731E+003

MY: -3.1617E+002

MZ: -5.2122E+000

MXYZ: 2.2950E+003

MAX. REACTION

NODE= 16

MX: -3.4464E+003

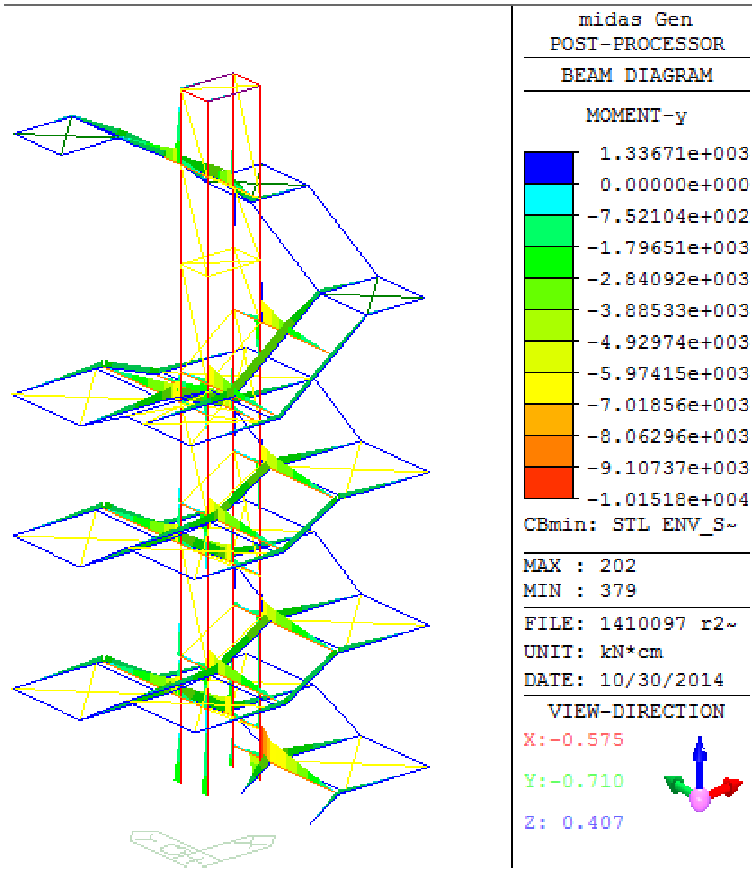
MY: -2.2167E+003
CBmin: STL ENV_S~

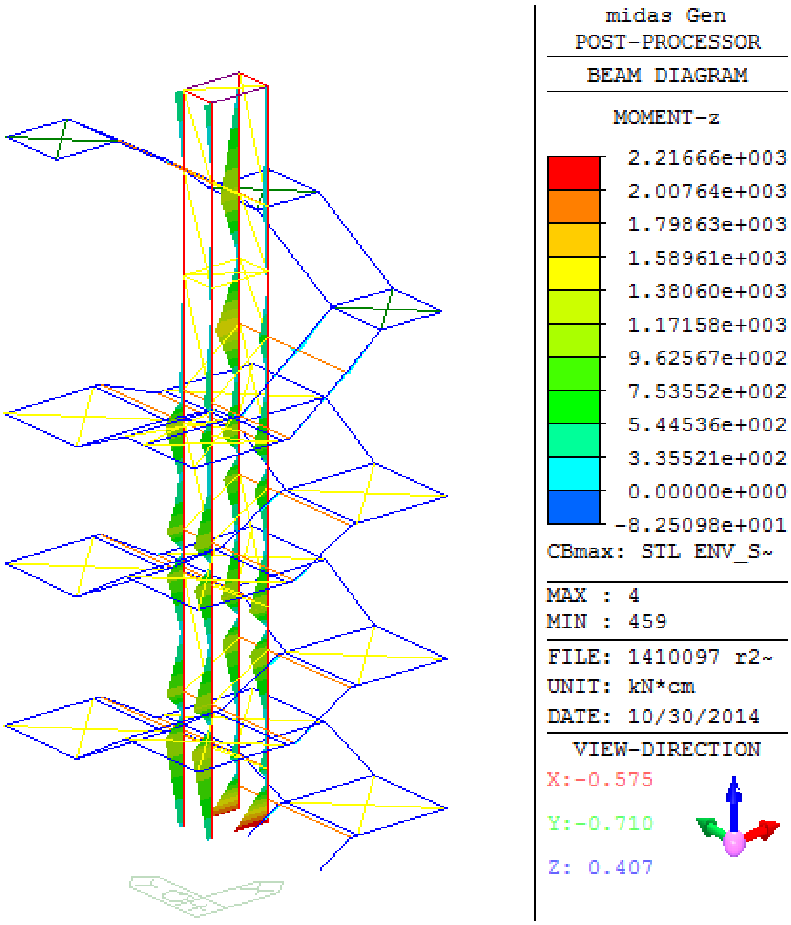
MAX : 16
MIN : 15

FILE: 1410097 r2~
UNIT: kN*cm
DATE: 10/30/2014

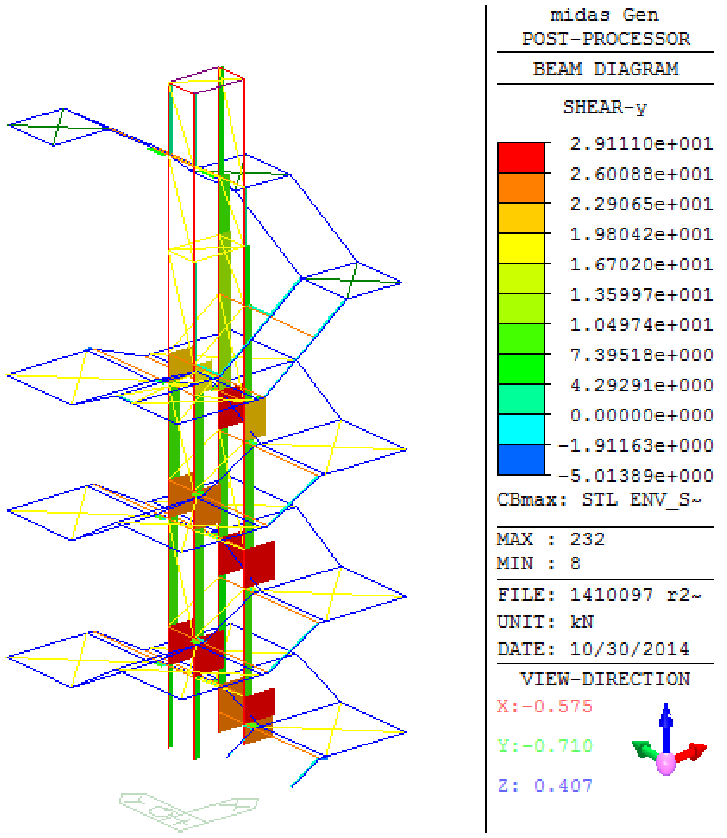
VIEW-DIRECTION
X:-0.575
Y:-0.710
Z: 0.407

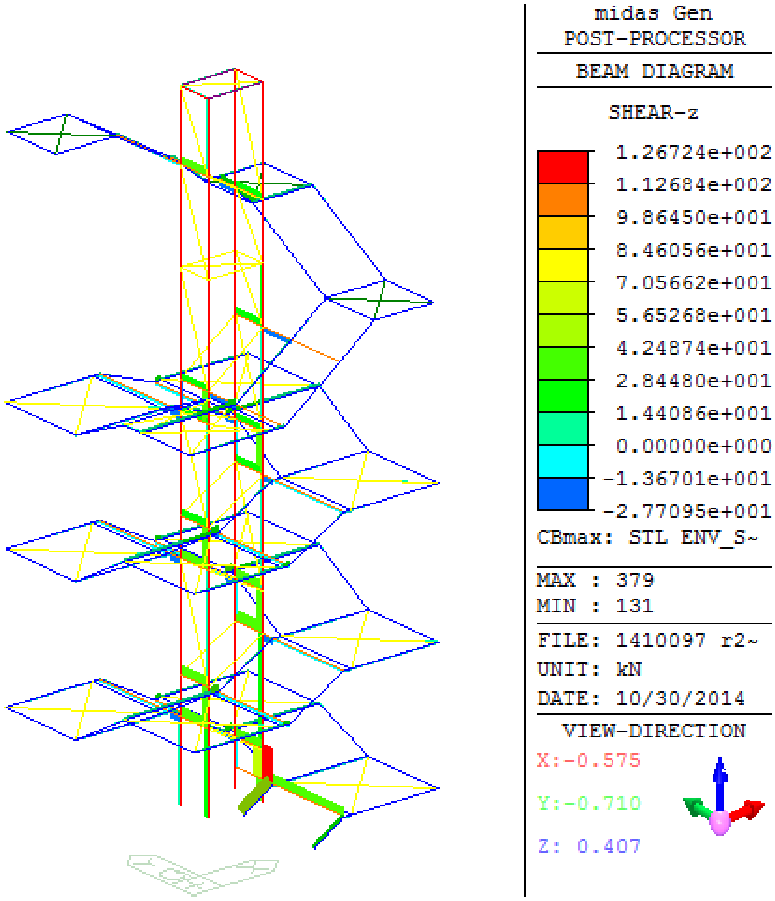
Inviluppo dei momenti flettenti - SLV



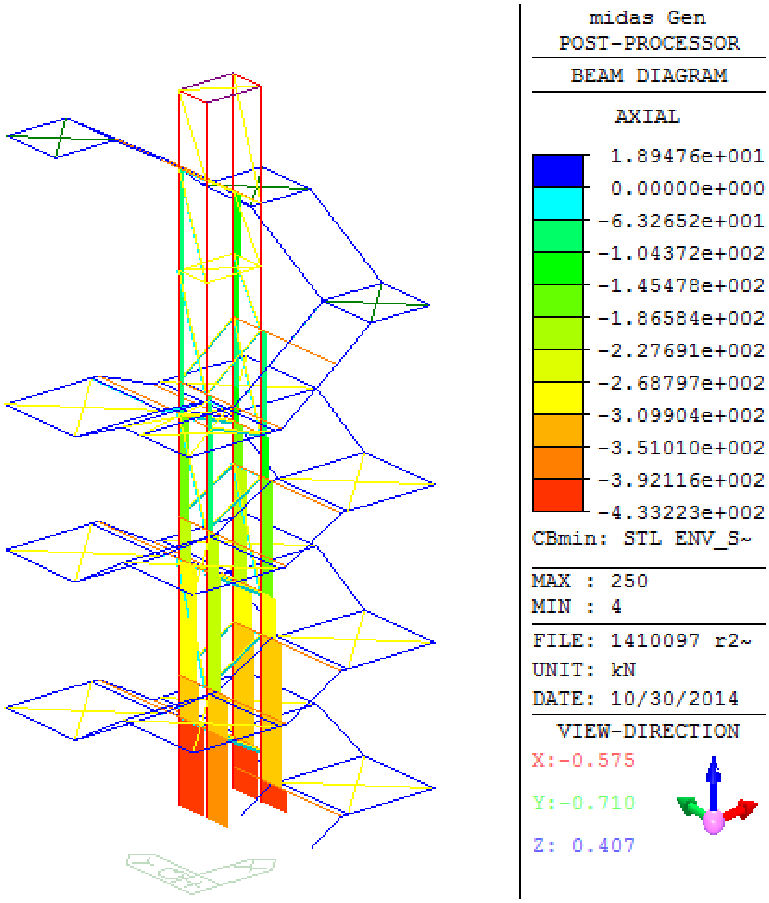


Inviluppo dei tagli - SLV

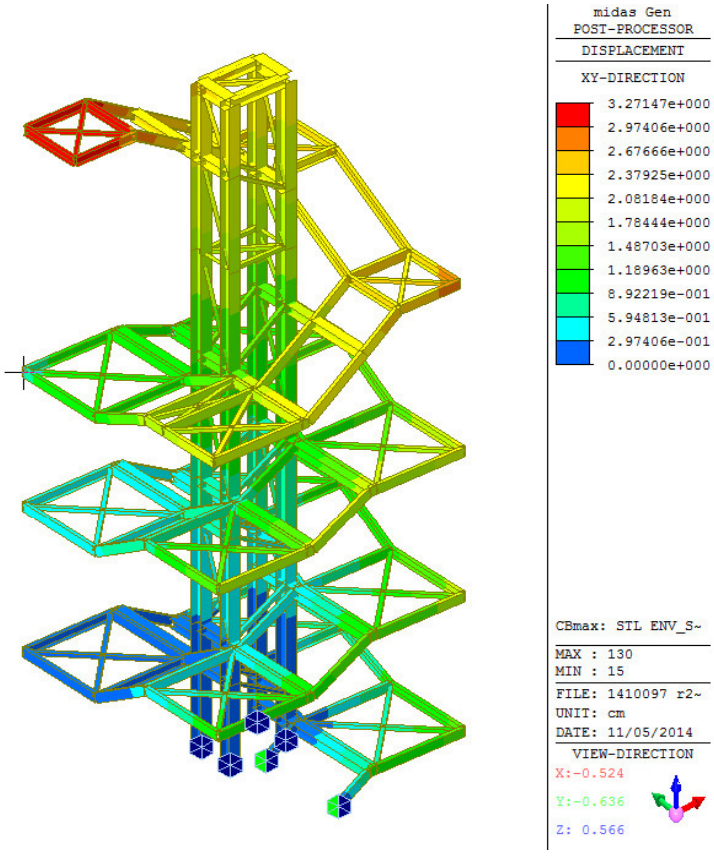




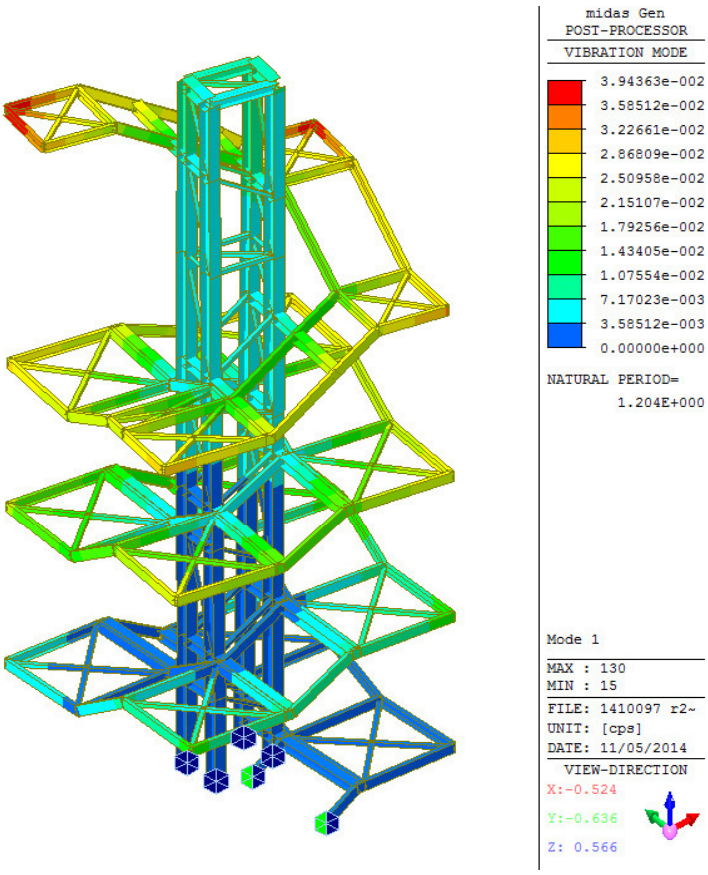
Inviluppo delle sollecitazioni assiali - SLV



Spostamenti massimi (SLD)



Primo modo di vibrare



*** PROJECT INFORMATION

Project Name : 1410097 r2 INTERVENTO 2
Date : 2014/11/5

*** CONTROL DATA

Panel Zone Effect : Do not Calculate
Unit System : KN, CM
Definition of Frame
- X Direction of Frame : Unbraced I Sway
- Y Direction of Frame : Unbraced I Sway
- Design Type : 3-D
Design Code
- Steel : Eurocode3:05
- Concrete : Eurocode2:04
- SRC : SSRC79

*** LOAD CASE DATA

NO	NAME	TYPE	SELF WEIGHT FACTOR X	Y	Z	DESCRIPTION
1	PP	D	0.000	0.000	-1.000	Peso proprio
2	G	D	0.000	0.000	0.000	Permanenti
3	Q	L	0.000	0.000	0.000	Accidentali
4	N	S	0.000	0.000	0.000	Neve

*** MATERIAL PROPERTY DATA

NO	NAME	TYPE		MODULUS OF ELASTICITY	SHEAR MODULUS	THERMAL COEFF.	POISSON RATIO	WEIGHT DENSITY
1	S275	STEEL		2.1e+004	8077	6.667e-006	0.3	7.698e-005

NO	NAME	TYPE	STRENGTH OF DESIGN MATERIAL STEEL	CONCRETE	MAIN REBAR	SUB REBAR
1	S275	STEEL	27.5	-	-	-

*** STORY DATA

NAME	LEVEL	HEIGHT	FLOOR DIAPHRAGM
Roof	1450.000	0.000	Do not consider
1F	0.000	1450.000	Do not consider

*** NODE DATA

NO	X	Y	Z	TEMPERATURE
1	0	0	265	0
2	190	0	265	0
3	205	0	265	0
4	325	0	45	0
5	340	0	45	0
6	530	0	45	0
7	0	190	265	0
8	190	190	265	0
9	205	190	265	0
10	325	190	45	0
11	340	190	45	0

12	530	190	45	0
15	205	217.5	0	0
16	325	217.5	0	0
21	205	292.5	0	0
22	325	292.5	0	0
25	0	320	180	0
26	190	320	180	0
27	205	320	180	0
28	325	320	105	0
29	340	320	105	0
30	530	320	105	0
31	0	510	180	0
32	190	510	180	0
33	205	510	180	0
34	325	510	105	0
35	340	510	105	0
36	530	510	105	0
41	205	217.5	265	0
42	325	217.5	340	0
43	205	292.5	180	0
44	325	292.5	105	0
47	325	0	340	0
48	340	0	340	0
49	530	0	340	0
50	325	190	340	0
51	340	190	340	0
52	530	190	340	0
55	325	320	425	0
56	340	320	425	0
57	530	320	425	0
58	325	510	425	0
59	340	510	425	0
60	530	510	425	0
61	325	292.5	425	0
64	0	320	500	0
65	190	320	500	0
66	205	320	500	0
67	0	510	500	0
68	190	510	500	0
69	205	510	500	0
70	205	292.5	500	0
71	0	0	585	0
72	190	0	585	0
73	205	0	585	0
74	0	190	585	0
75	190	190	585	0
76	205	190	585	0
77	205	217.5	585	0
78	325	0	660	0
79	340	0	660	0
80	530	0	660	0
81	325	190	660	0
82	340	190	660	0
83	530	190	660	0
86	325	217.5	660	0
87	325	320	745	0
88	340	320	745	0
89	530	320	745	0
90	325	510	745	0
91	340	510	745	0
92	530	510	745	0
93	325	292.5	745	0
96	0	320	795	0
97	190	320	795	0
98	205	320	795	0
99	0	510	795	0
100	190	510	795	0
101	205	510	795	0
102	205	292.5	795	0
103	0	12.5	860	0
104	190	12.5	860	0
105	205	12.5	860	0
106	0	190	860	0
107	190	190	860	0

109	205	217.5	860	0
110	190	142.5	860	0
111	205	142.5	860	0
112	530	12.5	1020	0
113	530	142.5	1020	0
115	400	12.5	1020	0
116	400	142.5	1020	0
118	0	142.5	860	0
126	530	337.5	1143	0
127	400	467.5	1143	0
128	530	467.5	1143	0
129	400	337.5	1143	0
130	-30	467.5	1362	0
131	100	467.5	1362	0
132	-30	337.5	1362	0
133	100	337.5	1362	0
140	205	217.5	1450	0
141	325	292.5	1450	0
149	205	292.5	1450	0
152	325	217.5	1450	0
154	325	217.5	105	0
156	325	292.5	340	0
162	325	217.5	425	0
163	325	292.5	660	0
164	325	217.5	745	0
174	205	217.5	180	0
175	205	292.5	265	0
176	205	217.5	500	0
177	205	292.5	585	0
178	205	217.5	795	0
179	205	292.5	860	0
199	435	95	45	0
200	435	415	105	0
201	95	415	180	0
202	95	95	265	0
203	435	95	340	0
204	435	415	425	0
205	95	415	500	0
206	95	95	585	0
207	435	95	660	0
208	435	415	745	0
209	95	415	795	0
212	465	77.5	1020	0
213	465	402.5	1143	0
214	35	402.5	1362	0
216	325	217.5	45	0
218	325	292.5	45	0
220	325	12.5	956.7	0
222	325	292.5	956.7	0
223	325	217.5	956.7	0
224	325	142.5	956.7	0
227	325	467.5	1212	0
228	205	467.5	1293	0
231	205	217.5	1293	0
232	205	292.5	1293	0
233	325	337.5	1212	0
234	205	337.5	1293	0
235	325	292.5	1212	0
236	325	217.5	1212	0
237	95	166.2	860	0
238	95	77.5	860	0
239	205	217.5	1085	0
240	205	292.5	1085	0
243	325	292.5	1085	0
244	325	217.5	1085	0
245	260	0	0	0
246	260	190	0	0
247	362.5	467.5	1178	0

*** SUPPORT / SPECIFIED DISPLACEMENT / POINT SPRING SUPPORT

** SUPPORT / SPECIFIED DISPLACEMENT

NODE	SUPPORT DDDRRR	SPECIFIED DISPLACEMENT Dx	Dy	Dz	Rx	Ry	Rz
15	111111	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
16	111111	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
21	111111	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
22	111111	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
245	111000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
246	111000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000

*** SECTION PROPERTY DATA

NO	NAME	SHAPE	H	B	tw	tf1	r1
1	HEB240	H	24	24	1	1.7	2.1
2	UPN200	C	20	7.5	0.85	1.15	1.15
3	TR.HEA200	H	19	20	0.65	1	1.8
4	L70x6	L	7	7	0.6	0.6	0
5	L80x10	L	8	8	1	1	0
6	TR.HEA200~	H	19	20	0.65	1	1.8

NO	NAME	STIFFNESS SCALE FACTOR A	Asy	Asz	Ix	Iy	Iz	W	Boundary Group
1	HEB240								
2	UPN200								
3	TR.HEA200	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.01	1.00	
4	L70x6								
5	L80x10								
6	TR.HEA200~								

NO	NAME	AREA [SRC:EQIV.]	MOMENT OF INERTIA Ix	Iy	Iz	SHAPE FACTOR k-Y	k-Z
1	HEB240	106	86.04	1.126e+004	3920	0.6415	0.2264
2	UPN200	32.2	11.03	1910	148	0.4464	0.528
3	TR.HEA200	53.8	14.98	3690	13.4	0.6196	0.2296
4	L70x6	8.13	0.9648	36.9	36.9	0.4305	0.4305
5	L80x10	15.1	5	87.5	87.5	0.4415	0.4415
6	TR.HEA200~	53.8	14.98	3690	1340	0.6196	0.2296

NO	NAME	SECTION MODULUS Sy I or CONC.	J or STEEL	SECTION MODULUS Sz I or CONC.	J or STEEL
1	HEB240	938	938	327	327
2	UPN200	191	191	27	27
3	TR.HEA200	389	389	134	134
4	L70x6	7.32	7.32	7.32	7.32
5	L80x10	15.5	15.5	15.5	15.5
6	TR.HEA200~	389	389	134	134

*** BEAM MEMBER DATA

NO	NODAL CONNECTIVITY I	J	BEAM END RELEASE I	J	MATERIAL	SECTION	LENGTH
3	15	174	-	-	S275	HEB240	180
4	16	216	-	-	S275	HEB240	45
5	21	43	-	-	S275	HEB240	180
6	22	218	-	-	S275	HEB240	45
8	4	5	-	-	S275	UPN200	15
11	10	11	-	-	S275	UPN200	15
12	11	12	-	-	S275	UPN200	190
13	5	11	000011	000011	S275	UPN200	190
15	6	12	000011	000011	S275	UPN200	190
18	29	35	000011	000011	S275	UPN200	190
20	30	36	000011	000011	S275	UPN200	190
21	30	29	-	-	S275	UPN200	190

22	29	28	-	-	S275	UPN200	15
23	36	35	-	-	S275	UPN200	190
24	35	34	-	-	S275	UPN200	15
25	28	27	-	-	S275	UPN200	141.5
26	27	26	-	-	S275	UPN200	15
27	26	25	-	-	S275	UPN200	190
28	34	33	-	-	S275	UPN200	141.5
29	33	32	-	-	S275	UPN200	15
30	32	31	-	-	S275	UPN200	190
31	31	25	000011	000011	S275	UPN200	190
33	32	26	000011	000011	S275	UPN200	190
36	8	2	000011	000011	S275	UPN200	190
38	7	1	000011	000011	S275	UPN200	190
39	1	2	-	-	S275	UPN200	190
40	2	3	-	-	S275	UPN200	15
41	7	8	-	-	S275	UPN200	190
42	8	9	-	-	S275	UPN200	15
43	44	28	-	-	S275	TR.HEA200	27.5
44	28	34	-	-	S275	TR.HEA200	190
45	43	27	-	-	S275	TR.HEA200	27.5
46	27	33	-	-	S275	TR.HEA200	190
47	41	9	-	-	S275	TR.HEA200	27.5
48	9	3	-	-	S275	TR.HEA200	190
49	3	47	-	-	S275	UPN200	141.5
50	47	48	-	-	S275	UPN200	15
51	48	49	-	-	S275	UPN200	190
52	9	50	-	-	S275	UPN200	141.5
53	50	51	-	-	S275	UPN200	15
54	51	52	-	-	S275	UPN200	190
55	48	51	000011	000011	S275	UPN200	190
57	49	52	000011	000011	S275	UPN200	190
59	42	50	-	-	S275	TR.HEA200	27.5
60	50	47	-	-	S275	TR.HEA200	190
62	56	59	000011	000011	S275	UPN200	190
64	57	60	000011	000011	S275	UPN200	190
65	60	59	-	-	S275	UPN200	190
66	59	58	-	-	S275	UPN200	15
67	57	56	-	-	S275	UPN200	190
68	56	55	-	-	S275	UPN200	15
69	44	156	-	-	S275	HEB240	235
70	61	55	-	-	S275	TR.HEA200	27.5
71	55	58	-	-	S275	TR.HEA200	190
72	55	66	-	-	S275	UPN200	141.5
73	66	65	-	-	S275	UPN200	15
74	65	64	-	-	S275	UPN200	190
75	58	69	-	-	S275	UPN200	141.5
76	69	68	-	-	S275	UPN200	15
77	68	67	-	-	S275	UPN200	190
78	67	64	000011	000011	S275	UPN200	190
80	68	65	000011	000011	S275	UPN200	190
82	43	175	-	-	S275	HEB240	85
83	70	66	-	-	S275	TR.HEA200	27.5
84	66	69	-	-	S275	TR.HEA200	190
86	74	71	000011	000011	S275	UPN200	190
88	75	72	000011	000011	S275	UPN200	190
89	71	72	-	-	S275	UPN200	190
90	72	73	-	-	S275	UPN200	15
91	74	75	-	-	S275	UPN200	190
92	75	76	-	-	S275	UPN200	15
93	41	176	-	-	S275	HEB240	235
94	77	76	-	-	S275	TR.HEA200	27.5
95	76	73	-	-	S275	TR.HEA200	190
96	76	81	-	-	S275	UPN200	141.5
97	81	82	-	-	S275	UPN200	15
98	82	83	-	-	S275	UPN200	190
99	73	78	-	-	S275	UPN200	141.5
100	78	79	-	-	S275	UPN200	15
101	79	80	-	-	S275	UPN200	190
102	80	83	000011	000011	S275	UPN200	190
104	79	82	000011	000011	S275	UPN200	190
106	42	162	-	-	S275	HEB240	85
107	86	81	-	-	S275	TR.HEA200	27.5
108	81	78	-	-	S275	TR.HEA200	190
111	89	92	000011	000011	S275	UPN200	190

112	88	91	000011	000011	S275	UPN200	190
113	92	91	-	-	S275	UPN200	190
114	91	90	-	-	S275	UPN200	15
115	89	88	-	-	S275	UPN200	190
116	88	87	-	-	S275	UPN200	15
117	61	163	-	-	S275	HEB240	235
118	93	87	-	-	S275	TR.HEA200	27.5
119	87	90	-	-	S275	TR.HEA200	190
120	90	101	-	-	S275	UPN200	130
121	101	100	-	-	S275	UPN200	15
122	100	99	-	-	S275	UPN200	190
123	87	98	-	-	S275	UPN200	130
124	98	97	-	-	S275	UPN200	15
125	97	96	-	-	S275	UPN200	190
126	99	96	000011	000011	S275	UPN200	190
128	100	97	000011	000011	S275	UPN200	190
130	70	177	-	-	S275	HEB240	85
131	102	98	-	-	S275	TR.HEA200	27.5
132	98	101	-	-	S275	TR.HEA200	190
134	106	118	000000	000011	S275	UPN200	47.5
136	107	110	000000	000011	S275	UPN200	47.5
137	103	104	-	-	S275	UPN200	190
138	104	105	-	-	S275	UPN200	15
139	106	107	000011	000011	S275	UPN200	190
141	77	178	-	-	S275	HEB240	210
142	109	111	-	-	S275	TR.HEA200	75
144	110	104	000011	000011	S275	UPN200	130
145	111	105	-	-	S275	TR.HEA200	130
147	115	112	-	-	S275	UPN200	130
149	116	113	-	-	S275	UPN200	130
150	115	116	000011	000011	S275	UPN200	130
152	112	113	000011	000011	S275	UPN200	130
154	118	103	000011	000011	S275	UPN200	130
155	118	110	-	-	S275	UPN200	190
156	110	111	-	-	S275	UPN200	15
157	86	164	-	-	S275	HEB240	85
165	116	129	000011	000011	S275	UPN200	230.6
166	113	126	000011	000011	S275	UPN200	230.6
167	126	128	000011	000011	S275	UPN200	130
168	129	127	000011	000011	S275	UPN200	130
169	128	127	-	-	S275	UPN200	130
170	126	129	-	-	S275	UPN200	130
176	102	179	-	-	S275	HEB240	65
179	133	131	000011	000011	S275	UPN200	130
180	131	130	-	-	S275	UPN200	130
181	133	132	-	-	S275	UPN200	130
182	132	130	000011	000011	S275	UPN200	130
183	109	239	-	-	S275	HEB240	225
184	93	222	-	-	S275	HEB240	211.7
196	179	240	-	-	S275	HEB240	225
198	164	223	-	-	S275	HEB240	211.7
200	154	42	-	-	S275	HEB240	235
202	156	61	-	-	S275	HEB240	85
208	162	86	-	-	S275	HEB240	235
210	163	93	-	-	S275	HEB240	85
217	154	44	-	-	S275	TR.HEA200	75
218	156	42	-	-	S275	TR.HEA200	75
219	162	61	-	-	S275	TR.HEA200	75
220	163	86	-	-	S275	TR.HEA200	75
221	164	93	-	-	S275	TR.HEA200	75
224	152	141	-	-	S275	HEB240	75
232	174	41	-	-	S275	HEB240	85
234	175	70	-	-	S275	HEB240	235
236	176	77	-	-	S275	HEB240	85
238	177	102	-	-	S275	HEB240	210
240	178	109	-	-	S275	HEB240	65
245	174	43	-	-	S275	TR.HEA200	75
246	175	41	-	-	S275	TR.HEA200	75
247	176	70	-	-	S275	TR.HEA200	75
248	177	77	-	-	S275	TR.HEA200	75
249	178	102	-	-	S275	TR.HEA200	75
250	179	109	-	-	S275	TR.HEA200	75
252	140	149	-	-	S275	HEB240	75
281	222	243	-	-	S275	HEB240	128.3

283	223	244	-	-	S275	HEB240	128.3
293	5	199	000011	000000	S275	L80x10	134.4
294	11	199	000011	000000	S275	L80x10	134.4
295	199	6	000000	000011	S275	L80x10	134.4
296	199	12	000000	000011	S275	L80x10	134.4
297	29	200	000011	000000	S275	L80x10	134.4
298	35	200	000011	000000	S275	L80x10	134.4
299	200	30	000000	000011	S275	L80x10	134.4
300	200	36	000000	000011	S275	L80x10	134.4
301	25	201	000011	000000	S275	L80x10	134.4
302	31	201	000011	000000	S275	L80x10	134.4
303	201	26	000000	000011	S275	L80x10	134.4
304	201	32	000000	000011	S275	L80x10	134.4
305	1	202	000011	000000	S275	L80x10	134.4
306	7	202	000011	000000	S275	L80x10	134.4
307	202	2	000000	000011	S275	L80x10	134.4
308	202	8	000000	000011	S275	L80x10	134.4
309	48	203	000011	000000	S275	L80x10	134.4
310	51	203	000011	000000	S275	L80x10	134.4
311	203	49	000000	000011	S275	L80x10	134.4
312	203	52	000000	000011	S275	L80x10	134.4
313	59	204	000011	000000	S275	L80x10	134.4
314	56	204	000011	000000	S275	L80x10	134.4
315	204	60	000000	000011	S275	L80x10	134.4
316	204	57	000000	000011	S275	L80x10	134.4
317	67	205	000011	000000	S275	L80x10	134.4
318	64	205	000011	000000	S275	L80x10	134.4
319	205	68	000000	000011	S275	L80x10	134.4
320	205	65	000000	000011	S275	L80x10	134.4
321	71	206	000011	000000	S275	L80x10	134.4
322	74	206	000011	000000	S275	L80x10	134.4
323	206	72	000000	000011	S275	L80x10	134.4
324	206	75	000000	000011	S275	L80x10	134.4
325	79	207	000011	000000	S275	L80x10	134.4
326	82	207	000011	000000	S275	L80x10	134.4
327	207	80	000000	000011	S275	L80x10	134.4
328	207	83	000000	000011	S275	L80x10	134.4
329	91	208	000011	000000	S275	L80x10	134.4
330	88	208	000011	000000	S275	L80x10	134.4
331	208	92	000000	000011	S275	L80x10	134.4
332	208	89	000000	000011	S275	L80x10	134.4
333	96	209	000011	000000	S275	L80x10	134.4
334	99	209	000011	000000	S275	L80x10	134.4
335	209	97	000000	000011	S275	L80x10	134.4
336	209	100	000000	000011	S275	L80x10	134.4
345	115	212	000011	000000	S275	L70x6	91.92
346	116	212	000011	000000	S275	L70x6	91.92
347	212	112	000000	000011	S275	L70x6	91.92
348	212	113	000000	000011	S275	L70x6	91.92
349	129	213	000011	000000	S275	L70x6	91.92
350	127	213	000011	000000	S275	L70x6	91.92
351	213	126	000000	000011	S275	L70x6	91.92
352	213	128	000000	000011	S275	L70x6	91.92
353	130	214	000011	000000	S275	L70x6	91.92
354	132	214	000011	000000	S275	L70x6	91.92
355	214	131	000000	000011	S275	L70x6	91.92
356	214	133	000000	000011	S275	L70x6	91.92
357	41	42	000011	000011	S275	L80x10	141.5
358	77	86	000011	000011	S275	L80x10	141.5
360	175	156	000011	000011	S275	L80x10	141.5
361	177	163	000011	000011	S275	L80x10	141.5
363	154	174	000011	000011	S275	L80x10	141.5
364	44	43	000011	000011	S275	L80x10	141.5
365	162	176	000011	000011	S275	L80x10	141.5
366	61	70	000011	000011	S275	L80x10	141.5
367	164	178	000011	000011	S275	L80x10	130
368	93	102	000011	000011	S275	L80x10	130
379	10	216	-	-	S275	TR.HEA200	27.5
380	216	154	-	-	S275	HEB240	60
381	216	218	-	-	S275	TR.HEA200	75
382	218	44	-	-	S275	HEB240	60
383	105	220	-	-	S275	UPN200	154.1
384	111	224	-	-	S275	UPN200	154.1
386	220	115	-	-	S275	UPN200	98.11

393	224	116	-	-	S275	UPN200	98.11
394	222	223	-	-	S275	TR.HEA200	75
395	223	224	-	-	S275	TR.HEA200	75
396	224	220	-	-	S275	TR.HEA200	130
397	109	223	000011	000011	S275	L80x10	154.1
398	179	222	000011	000011	S275	L80x10	154.1
399	129	233	-	-	S275	UPN200	102.2
400	127	247	-	-	S275	UPN200	51.1
403	227	228	-	-	S275	UPN200	144.3
404	228	131	-	-	S275	UPN200	125.9
407	231	140	-	-	S275	HEB240	157.4
409	232	149	-	-	S275	HEB240	157.4
411	233	234	-	-	S275	UPN200	144.3
412	234	133	-	-	S275	UPN200	125.9
415	235	141	-	-	S275	HEB240	237.6
417	236	152	-	-	S275	HEB240	237.6
418	236	235	-	-	S275	TR.HEA200	75
419	235	233	-	-	S275	TR.HEA200	45
420	233	227	-	-	S275	TR.HEA200	130
421	231	232	-	-	S275	TR.HEA200	75
422	232	234	-	-	S275	TR.HEA200	45
423	234	228	-	-	S275	TR.HEA200	130
424	235	232	000011	000011	S275	L80x10	144.3
425	236	231	000011	000011	S275	L80x10	144.3
426	106	237	-	-	S275	L80x10	97.92
427	118	237	-	-	S275	L80x10	97.92
428	237	107	-	-	S275	L80x10	97.92
429	237	110	-	-	S275	L80x10	97.92
430	118	238	-	-	S275	L80x10	115.1
431	103	238	-	-	S275	L80x10	115.1
432	238	110	-	-	S275	L80x10	115.1
433	238	104	-	-	S275	L80x10	115.1
434	11	29	000011	000011	S275	UPN200	143.2
435	12	30	000011	000011	S275	UPN200	143.2
436	25	7	000011	000011	S275	UPN200	155.3
437	26	8	000011	000011	S275	UPN200	155.3
438	51	56	000011	000011	S275	UPN200	155.3
439	52	57	000011	000011	S275	UPN200	155.3
440	65	75	000011	000011	S275	UPN200	155.3
441	64	74	000011	000011	S275	UPN200	155.3
442	83	89	000011	000011	S275	UPN200	155.3
443	82	88	000011	000011	S275	UPN200	155.3
444	97	107	000011	000000	S275	UPN200	145.3
445	96	106	000011	000000	S275	UPN200	145.3
446	5	6	-	-	S275	UPN200	190
447	140	152	-	-	S275	TR.HEA200 cont~	120
448	149	141	-	-	S275	TR.HEA200 cont~	120
449	239	231	-	-	S275	HEB240	207.6
450	240	232	000011	000011	S275	HEB240	207.6
451	239	244	000011	000011	S275	L80x10	120
452	240	243	000011	000011	S275	L80x10	120
453	243	235	-	-	S275	HEB240	127.4
455	244	236	-	-	S275	HEB240	127.4
456	244	243	000011	000011	S275	L80x10	75
457	239	240	000011	000011	S275	L80x10	75
458	4	10	-	-	S275	TR.HEA200	190
459	245	4	-	-	S275	UPN200	79.06
460	246	10	-	-	S275	UPN200	79.06
461	41	70	000011	000011	S275	L80x10	246.7
462	162	163	000011	000011	S275	L80x10	246.7
463	77	102	000011	000011	S275	L80x10	223
464	164	222	000011	000011	S275	L80x10	224.6
465	109	240	000011	000011	S275	L80x10	237.2
466	239	232	000011	000011	S275	L80x10	220.7
467	231	149	000011	000011	S275	L80x10	174.4
468	236	141	000011	000011	S275	L80x10	249.1
469	223	243	000011	000011	S275	L80x10	148.6
470	244	235	000011	000011	S275	L80x10	147.9
471	149	152	000011	000011	S275	L80x10	141.5
472	240	244	-	-	S275	L80x10	141.5
473	247	227	-	-	S275	UPN200	51.1

*** TOTAL WEIGHT / VOLUME / SURFACE AREA SUMMARY

SECTION NO	SECION NAME	SURFACE AREA	VOLUMN	WEIGHT	FRAME NUMBER	TRUSS NUMBER
1	HEB240	8.449e+005	6.307e+005	48.55	40	0
2	UPN200	1.112e+006	5.244e+005	40.37	124	0
3	TR.HEA200	4.992e+005	2.301e+005	17.72	45	0
4	L70x6	2.956e+004	8968	0.6904	12	0
5	L80x10	3.463e+005	1.743e+005	13.42	82	0
6	TR.HEA200 cont~	2.801e+004	1.291e+004	0.994	2	0

*** LOAD DATA

; Self Weight, Nodal Load, Specified Displacement, Beam Load, Floor Load, Finishing Material Load, System Temperature, Nodal Temperature, Element Temperature, Beam Section Temperature, Wind Load, Static Seismic Load, Time History Analysis Data

** FLOOR LOAD TYPE DATA

NAME	LOADCASE NAME	LOAD	SUB-BEAM WEIGHT
Scala	G	-0.00015	Consider
	Q	-0.0004	Do not consider
Scala+neve	G	-0.00015	Consider
	Q	-0.0004	Do not consider
	N	-0.00015	Do not consider

** FLOOR LOAD DATA

LOAD TYPE	DISTRIBUTION	DIR.	PROJ	NUMBER	SUB-BEAM ANGLE	UNIT-W	NODE LIST
Scala	Two Way	GZ	NO	0	0	0	10 4 6 12
Scala	One Way	GZ	NO	0	0	0	11 12 30 29
Scala	One Way	GZ	NO	0	0	0	28 34 33 27
Scala	One Way	GZ	NO	0	0	0	26 25 7 8
Scala	One Way	GZ	NO	0	0	0	9 3 47 50
Scala	One Way	GZ	NO	0	0	0	51 52 57 56
Scala	One Way	GZ	NO	0	0	0	55 58 69 66
Scala	One Way	GZ	NO	0	0	0	65 64 74 75
Scala	One Way	GZ	NO	0	0	0	76 73 78 81
Scala	One Way	GZ	NO	0	0	0	82 83 89 88
Scala	One Way	GZ	NO	0	0	0	87 90 101 98
Scala+neve	One Way	GZ	NO	0	0	0	111 105 220 224
Scala+neve	One Way	GZ	NO	0	0	0	224 220 115 116
Scala+neve	One Way	GZ	NO	0	0	0	116 113 126 129
Scala+neve	One Way	GZ	NO	0	0	0	97 96 106 107
Scala+neve	One Way	GZ	NO	0	0	0	129 127 227 233
Scala+neve	One Way	GZ	NO	0	0	0	233 227 228 234
Scala+neve	One Way	GZ	NO	0	0	0	234 228 131 133
Scala+neve	Two Way	GZ	NO	0	0	0	133 131 130 132
Scala+neve	Two Way	GZ	NO	0	0	0	126 128 127 129
Scala+neve	Two Way	GZ	NO	0	0	0	116 115 112 113
Scala+neve	Two Way	GZ	NO	0	0	0	111 118 103 105
Scala+neve	Two Way	GZ	NO	0	0	0	107 106 118 110
Scala	Two Way	GZ	NO	0	0	0	98 101 99 96
Scala	Two Way	GZ	NO	0	0	0	87 89 92 90
Scala	Two Way	GZ	NO	0	0	0	81 78 80 83
Scala	Two Way	GZ	NO	0	0	0	76 74 71 73
Scala	Two Way	GZ	NO	0	0	0	66 69 67 64
Scala	Two Way	GZ	NO	0	0	0	55 57 60 58
Scala	Two Way	GZ	NO	0	0	0	50 47 49 52
Scala	Two Way	GZ	NO	0	0	0	9 7 1 3
Scala	Two Way	GZ	NO	0	0	0	27 25 31 33
Scala	Two Way	GZ	NO	0	0	0	28 30 36 34

[LOAD CASE : PP]

** SELF WEIGHT DATA

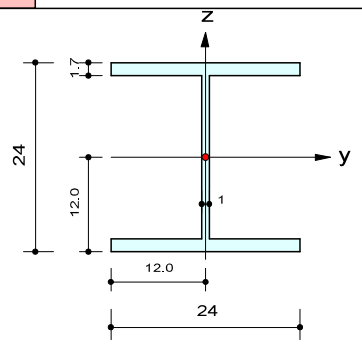
```
  ; X=0, Y=0, Z=-1


*** RESPONSE SPECTRUM FUNCTION DATA

         NAME        FUNCTION  SCALE  GRAVITY DATA
                        TYPE
   ---------- --------------- ------ -------- ------------------------------------------------
          SLV Normalized Acc.      1    980.6 0:0.144 0.034:0.154 0.069:0.163 0.103:0.172
0.138:0.181
          SLD Normalized Acc.      1    980.6 0:0.065 0.03:0.085 0.06:0.105 0.09:0.124 0.12:0.144
          SLO Normalized Acc.      1    980.6 0:0.054 0.027:0.07 0.054:0.087 0.081:0.104 0.108:0.12


*** RESPONSE SPECTRUM LOAD CASE DATA

              NAME        FUNCTION   DIR.    ANGLE    SCALE   PERIOD      ACCIDENTAL
                              NAME                             FACTOR    ECCENTRICITY
   --------------- --------------- ------ -------- -------- -------- ---------------


*** LOAD COMBINATION DATA

 ** GENERAL
         NO       NAME       TYPE     ACTIVE  DESCRIPTION
   -------- ---------- ---------- ----------  ---------------------------------------------
          1      gLCB1        Add     ACTIVE  1.3D + 1.5(1.0Q)
          2      gLCB2        Add     ACTIVE  1.3D + 1.5(1.0Q) + 1.5(0.5N)
          3      gLCB3        Add     ACTIVE  1.3D + 1.5(0.7Q) + 1.5(1.0N)
          4      gLCB4        Add     ACTIVE  1.0D + 1.0(0.6Q) + 1.0(1.0(1.00)SdVx+0.3(
                                              1.00)SdVy)
          5      gLCB5        Add     ACTIVE  1.0D + 1.0(0.6Q) + 1.0(1.0(1.00)SdVx-0.3(
                                              1.00)SdVy)
          6      gLCB6        Add     ACTIVE  1.0D + 1.0(0.6Q) + 1.0(1.0(1.00)SdVy+0.3(
                                              1.00)SdVx)
          7      gLCB7        Add     ACTIVE  1.0D + 1.0(0.6Q) + 1.0(1.0(1.00)SdVy-0.3(
                                              1.00)SdVx)
          8      gLCB8        Add     ACTIVE  1.0D + 1.0(0.6Q) - 1.0(1.0(1.00)SdVx+0.3(
                                              1.00)SdVy)
          9      gLCB9        Add     ACTIVE  1.0D + 1.0(0.6Q) - 1.0(1.0(1.00)SdVx-0.3(
                                              1.00)SdVy)
         10     gLCB10        Add     ACTIVE  1.0D + 1.0(0.6Q) - 1.0(1.0(1.00)SdVy+0.3(
                                              1.00)SdVx)
         11     gLCB11        Add     ACTIVE  1.0D + 1.0(0.6Q) - 1.0(1.0(1.00)SdVy-0.3(
                                              1.00)SdVx)
         12     gLCB12        Add     ACTIVE  1.0D + (1.0Q)
         13     gLCB13        Add     ACTIVE  1.0D + (1.0Q) + (0.5N)
         14     gLCB14        Add     ACTIVE  1.0D + (0.7Q) + (1.0N)
         15     gLCB15        Add     ACTIVE  1.0D + (0.7Q)
         16     gLCB16        Add     ACTIVE  1.0D + (0.6Q) + (0.2N)
         17     gLCB17        Add     ACTIVE  1.0D + (0.6Q)
         18 STL ENV_S~   Envelope     ACTIVE  Steel Strength Envelope
         19 STL ENV_S~   Envelope     ACTIVE  Steel Serviceability Envelope
 ** STEEL DESIGN
         NO       NAME       TYPE     ACTIVE  DESCRIPTION
   -------- ---------- ---------- ----------  ---------------------------------------------
          1      sLCB1        Add     ACTIVE  1.3D + 1.5(1.0Q)
          2      sLCB2        Add     ACTIVE  1.3D + 1.5(1.0Q) + 1.5(0.5)S
          3      sLCB3        Add     ACTIVE  1.3D + 1.5(0.7Q) + 1.5S
          4      sLCB4        Add     ACTIVE  1.0D + 1.0(0.6)L + 1.0(1.0(1.00)SdVx+0.3(
                                              1.00)SdVy)
          5      sLCB5        Add     ACTIVE  1.0D + 1.0(0.6)L + 1.0(1.0(1.00)SdVx-0.3(
                                              1.00)SdVy)
          6      sLCB6        Add     ACTIVE  1.0D + 1.0(0.6)L + 1.0(1.0(1.00)SdVy+0.3(
                                              1.00)SdVx)
          7      sLCB7        Add     ACTIVE  1.0D + 1.0(0.6)L + 1.0(1.0(1.00)SdVy-0.3(
                                              1.00)SdVx)
          8      sLCB8        Add     ACTIVE  1.0D + 1.0(0.6)L - 1.0(1.0(1.00)SdVx+0.3(
                                              1.00)SdVy)
          9      sLCB9        Add     ACTIVE  1.0D + 1.0(0.6)L - 1.0(1.0(1.00)SdVx-0.3(
                                              1.00)SdVy)
         10     sLCB10        Add     ACTIVE  1.0D + 1.0(0.6)L - 1.0(1.0(1.00)SdVy+0.3(
                                              1.00)SdVx)
         11     sLCB11        Add     ACTIVE  1.0D + 1.0(0.6)L - 1.0(1.0(1.00)SdVy-0.3(
```

```
                                        1.00)SdVx)
12      sLCB12        Add    SERVICE  SERV :1.0D + 1.0Q
13      sLCB13        Add    SERVICE  SERV :1.0D + 1.0Q + (0.5)S
14      sLCB14        Add    SERVICE  SERV :1.0D + 0.7Q + 1.0S
15      sLCB15        Add    SERVICE  SERV :1.0D + 0.7Q
16      sLCB16        Add    SERVICE  SERV :1.0D + 0.6Q + (0.2)S
17      sLCB17        Add    SERVICE  SERV :1.0D + 0.6Q
```

Company		Project Title	1400.46 - INTERVENTO 2
Author	IPT srl	File Name	C:\...\1410097 r2 INTERVENTO 2.mgb

1. Design Information

Design Code : Eurocode3:05
Unit System : kN, cm
Member No : 4
Material : S275 (No:1)
(Fy = 27.5000, Es = 21000.0)
Section Name : HEB240 (No:1)
(Rolled : HEB240).
Member Length : 45.0000



2. Member Forces

Axial Force Fxx = -354.06 (LCB: 5, POS:I)
Bending Moments My = -1663.9, Mz = 2216.66
End Moments Myi = -1663.9, Myj = -2496.1 (for Lb)
Myi = -1663.9, Myj = -2496.1 (for Ly)
Mzi = 2216.66, Mzj = 1075.44 (for Lz)
Shear Forces Fyy = 25.4340 (LCB: 5, POS:I)
Fzz = 35.4062 (LCB: 2, POS:I)

Depth	24.0000	Web Thick	1.00000
Top F Width	24.0000	Top F Thick	1.70000
Bot.F Width	24.0000	Bot.F Thick	1.70000
Area	106.000	Asz	24.0000
Qyb	507.965	Qzb	72.0000
Iyy	11260.0	Izz	3920.00
Ybar	12.0000	Zbar	12.0000
Wely	938.000	Welz	327.000
ry	10.3000	rz	6.08000

3. Design Parameters

Unbraced Lengths Ly = 45.0000, Lz = 45.0000, Lb = 45.0000
Effective Length Factors Ky = 1.00, Kz = 1.00
Equivalent Uniform Moment Factors Cmy = 0.85, Cmz = 0.85, CmLT = 1.00

4. Checking Results

Slenderness Ratio
KL/r = 39.1 < 200.0 (Memb:415, LCB: 1)..... O.K
Axial Resistance
N_Ed/Nc_Rd = 354.06/2915.00 = 0.121 < 1.000 ..... O.K
Bending Resistance
M_Edy/M_Rdy = 1663.9/28985.0 = 0.057 < 1.000 ..... O.K
M_Edz/M_Rdz = 2216.7/13605.6 = 0.163 < 1.000 ..... O.K
Combined Resistance
RNRd = MAX[M_Edy/Mny_Rd, M_Edz/Mnz_Rd]
Rmax1 = (M_Edy/Mny_Rd)^Alpha + (M_Edz/Mnz_Rd)^Beta
Rcom = N_Ed/(A*fy/Gamma_M0), Rbend = M_Edy/My_Rd + M_Edz/Mz_Rd
Rc_LT1 = N_Ed/(Xiy*A*fy/Gamma_M1)
Rb_LT1 = (kyy*M_Edy)/(Xi_LT*Wply*fy/Gamma_M1) + (kyz*Msdz)/(Wplz*fy/Gamma_M1)
Rc_LT2 = N_Ed/(Xiz*A*fy/Gamma_M1)
Rb_LT2 = (Kzy*M_Edy)/(Xi_LT*Wply*fy/Gamma_M1) + (Kzz*Msdz)/(Wplz*fy/Gamma_M1)
Rmax = MAX[RNRd, Rmax1, (Rcom+Rbend), MAX(Rc_LT1+Rb_LT1, Rc_LT2+Rb_LT2)] = 0.342 < 1.000 .. O.K
Shear Resistance
V_Edy/Vy_Rd = 0.019 < 1.000 ..... O.K
V_Edz/Vz_Rd = 0.067 < 1.000 ..... O.K

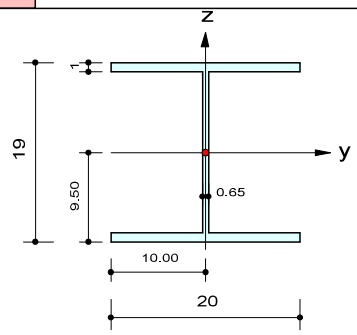
5. Deflection Checking Results

L/ 300.0 = 0.5247 > 0.0982 (Memb:409, LCB: 13, Dir-Y)..... O.K

Company		Project Title	1400.46 - INTERVENTO 2
Author	IPT srl	File Name	C:\...\1410097 r2 INTERVENTO 2.mgb

1. Design Information

Design Code : Eurocode3:05
Unit System : kN, cm
Member No : 379
Material : S275 (No:1)
(Fy = 27.5000, Es = 21000.0)
Section Name : TR.HEA200 (No:3)
(Rolled : HEA200).
Member Length : 27.5000



2. Member Forces

Axial Force Fxx = 2.84110 (LCB: 2, POS:J)
Bending Moments My = -10152, Mz = -36.298
End Moments Myi = -6669.3, Myj = -10152 (for Lb)
Myi = -6669.3, Myj = -10152 (for Ly)
Mzi = -40.314, Mzj = -36.298 (for Lz)
Shear Forces Fyy = -2.6739 (LCB: 4, POS:I)
Fzz = 126.724 (LCB: 1, POS:J)

Depth	19.0000	Web Thick	0.65000
Top F Width	20.0000	Top F Thick	1.00000
Bot.F Width	20.0000	Bot.F Thick	1.00000
Area	53.8000	Asz	12.3500
Qyb	313.048	Qzb	50.0000
Iyy	3690.00	Izz	1340.00
Ybar	10.0000	Zbar	9.50000
Wely	389.000	Welz	134.000
ry	8.28000	rz	4.98000

3. Design Parameters

Unbraced Lengths Ly = 27.5000, Lz = 27.5000, Lb = 27.5000
Effective Length Factors Ky = 1.00, Kz = 1.00
Equivalent Uniform Moment Factors Cmy = 1.00, Cmz = 1.00, CmLT = 1.00

4. Checking Results

Slenderness Ratio
KL/r = 38.2 < 200.0 (Memb:221, LCB: 1)..... O.K
Axial Resistance
N_Ed/Nt_Rd = 2.84/1479.50 = 0.002 < 1.000 ..... O.K
Bending Resistance
M_Edy/M_Rdy = 10151.8/11825.0 = 0.859 < 1.000 ..... O.K
M_Edz/M_Rdz = 36.30/5549.38 = 0.007 < 1.000 ..... O.K
Combined Resistance
RNRd = MAX[M_Edy/Mny_Rd, M_Edz/Mnz_Rd]
Rmax1 = (M_Edy/Mny_Rd)^Alpha + (M_Edz/Mnz_Rd)^Beta
Rcom = N_Ed/(A*fy/Gamma_M0), Rbend = M_Edy/My_Rd + M_Edz/Mz_Rd
Rmax = MAX[RNRd, Rmax1, (Rcom+Rbend)] = 0.867 < 1.000 ..... O.K
Shear Resistance
V_Edy/Vy_Rd = 0.004 < 1.000 ..... O.K
V_Edz/Vz_Rd = 0.442 < 1.000 ..... O.K

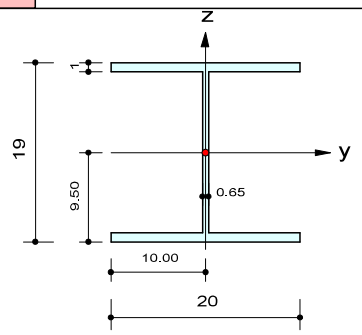
5. Deflection Checking Results

L/ 250.0 = 1.1700 > 0.5583 (Memb:217, LCB: 12, POS: 195.0cm, Dir-Z)..... O.K

Company		Project Title	1400.46 - INTERVENTO 2
Author	IPT srl	File Name	C:\...\1410097 r2 INTERVENTO 2.mgb

1. Design Information

Design Code : Eurocode3:05
Unit System : kN, cm
Member No : 448
Material : S275 (No:1)
(Fy = 27.5000, Es = 21000.0)
Section Name : TR.HEA200 controv (No:6)
(Rolled : HEA200).
Member Length : 120.000



2. Member Forces

Axial Force Fxx = 5.02308 (LCB: 4, POS:I)
Bending Moments My = 631.973, Mz = 19.2815
End Moments Myi = 631.973, Myj = -79.971 (for Lb)
Myi = 631.973, Myj = -79.971 (for Ly)
Mzi = 19.2815, Mzj = -20.676 (for Lz)
Shear Forces Fyy = -0.4490 (LCB: 9, POS:I)
Fzz = 5.88535 (LCB: 4, POS:J)

Depth	19.0000	Web Thick	0.65000
Top F Width	20.0000	Top F Thick	1.00000
Bot.F Width	20.0000	Bot.F Thick	1.00000
Area	53.8000	Asz	12.3500
Qyb	313.048	Qzb	50.0000
Iyy	3690.00	Izz	1340.00
Ybar	10.0000	Zbar	9.50000
Wely	389.000	Welz	134.000
ry	8.28000	rz	4.98000

3. Design Parameters

Unbraced Lengths Ly = 120.000, Lz = 120.000, Lb = 120.000
Effective Length Factors Ky = 1.00, Kz = 1.00
Equivalent Uniform Moment Factors Cmy = 1.00, Cmz = 1.00, CmLT = 1.00

4. Checking Results

Slenderness Ratio
KL/r = 24.1 < 200.0 (Memb:447, LCB: 1)..... O.K
Axial Resistance
N_Ed/Nt_Rd = 5.02/1479.50 = 0.003 < 1.000 ..... O.K
Bending Resistance
M_Edy/M_Rdy = 632.0/11825.0 = 0.053 < 1.000 ..... O.K
M_Edz/M_Rdz = 19.28/5549.38 = 0.003 < 1.000 ..... O.K
Combined Resistance
RNRd = MAX[M_Edy/Mny_Rd, M_Edz/Mnz_Rd]
Rmax1 = (M_Edy/Mny_Rd)^Alpha + (M_Edz/Mnz_Rd)^Beta
Rcom = N_Ed/(A*fy/Gamma_M0), Rbend = M_Edy/My_Rd + M_Edz/Mz_Rd
Rmax = MAX[RNRd, Rmax1, (Rcom+Rbend)] = 0.060 < 1.000 ..... O.K
Shear Resistance
V_Edy/Vy_Rd = 0.001 < 1.000 ..... O.K
V_Edz/Vz_Rd = 0.021 < 1.000 ..... O.K

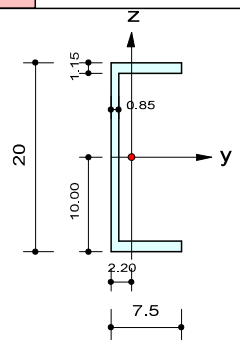
5. Deflection Checking Results

L/ 250.0 = 0.4800 > 0.0007 (Memb:448, LCB: 13, POS: 46.7cm, Dir-Z)..... O.K

Company		Project Title	1400.46 - INTERVENTO 2
Author	IPT srl	File Name	C:\...\1410097 r2 INTERVENTO 2.mgb

1. Design Information

Design Code : Eurocode3:05
Unit System : kN, cm
Member No : 460
Material : S275 (No:1)
(Fy = 27.5000, Es = 21000.0)
Section Name : UPN200 (No:2)
(Rolled : UPN200).
Member Length : 79.0569



2. Member Forces

Axial Force Fxx = 38.2717 (LCB: 1, POS:J)
Bending Moments My = -3776.3, Mz = 214.915
End Moments Myi = 0.00000, Myj = -3776.3 (for Lb)
Myi = 0.00000, Myj = -3776.3 (for Ly)
Mzi = 0.00000, Mzj = 214.915 (for Lz)
Shear Forces Fyy = -2.7194 (LCB: 2, POS:I)
Fzz = 47.8712 (LCB: 1, POS:J)

Depth	20.0000	Web Thick	0.85000
Top F Width	7.50000	Top F Thick	1.15000
Bot.F Width	7.50000	Bot.F Thick	1.15000
Area	32.2000	Asz	17.0000
Qyb	134.797	Qzb	14.0396
Iyy	1910.00	Izz	148.000
Ybar	2.20101	Zbar	10.0000
Wely	191.000	Welz	27.0000
ry	7.70000	rz	2.14000

3. Design Parameters

Unbraced Lengths Ly = 79.0569, Lz = 79.0569, Lb = 79.0569
Effective Length Factors Ky = 1.00, Kz = 1.00
Equivalent Uniform Moment Factors Cmy = 1.00, Cmz = 1.00, CmLT = 1.00

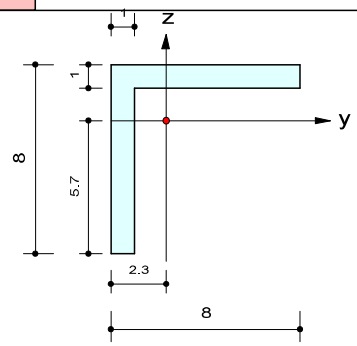
4. Checking Results

Slenderness Ratio
KL/r = 107.7 < 200.0 (Memb:166, LCB: 1)..... O.K
Axial Resistance
N_Ed/Nt_Rd = 38.272/885.500 = 0.043 < 1.000 ..... O.K
Bending Resistance
M_Edy/M_Rdy = 3776.27/6270.00 = 0.602 < 1.000 ..... O.K
M_Edz/M_Rdz = 214.92/1596.22 = 0.135 < 1.000 ..... O.K
Combined Resistance
RNRd = MAX[M_Edy/Mny_Rd, M_Edz/Mnz_Rd]
Rmax1 = (M_Edy/Mny_Rd)^Alpha + (M_Edz/Mnz_Rd)^Beta
Rcom = N_Ed/(A*fy/Gamma_M0), Rbend = M_Edy/My_Rd + M_Edz/Mz_Rd
Rmax = MAX[RNRd, Rmax1, (Rcom+Rbend)] = 0.780 < 1.000 ..... O.K
Shear Resistance
V_Edy/Vy_Rd = 0.010 < 1.000 ..... O.K
V_Edz/Vz_Rd = 0.175 < 1.000 ..... O.K

Company		Project Title	1400.46 - INTERVENTO 2
Author	IPT srl	File Name	C:\...\1410097 r2 INTERVENTO 2.mgb

1. Design Information

Design Code : Eurocode3:05
Unit System : kN, cm
Member No : 296
Material : S275 (No:1)
(Fy = 27.5000, Es = 21000.0)
Section Name : L80x10 (No:5)
(Rolled : L80x10).
Member Length : 134.350



2. Member Forces

Axial Force Fxx = -3.9590 (LCB: 2, POS:I)
Bending Moments My = 636.299, Mz = 0.00058
End Moments Myi = 636.299, Myj = 0.00000 (for Lb)
Myi = 636.299, Myj = 0.00000 (for Ly)
Mzi = 0.00058, Mzj = 0.00000 (for Lz)
Shear Forces Fyy = -0.0027 (LCB: 9, POS:J)
Fzz = 6.64895 (LCB: 2, POS:J)

Depth	8.00000	Web Thick	1.00000
Top F Width	8.00000	Top F Thick	1.00000
Area	15.1000	Asz	6.66667
Qyb	15.8672	Qzb	15.8672
Iyy	87.5000	Izz	87.5000
Ybar	2.34000	Zbar	5.66000
Wely	15.5000	Welz	15.5000
rp	1.56454		

3. Design Parameters

Unbraced Lengths Ly = 134.350, Lz = 134.350, Lb = 134.350
Effective Length Factors Ky = 1.00, Kz = 1.00
Equivalent Uniform Moment Factors Cmy = 1.00, Cmz = 1.00, CmLT = 1.00

4. Checking Results

Slenderness Ratio
KL/r = 157.7 < 200.0 (Memb:461, LCB: 1)..... O.K
Axial Resistance
N_Ed/Nc_Rd = 3.959/415.250 = 0.010 < 1.000 ..... O.K
Bending Resistance
M_Edy/M_Rdy = 636.299/782.891 = 0.813 < 1.000 ..... O.K
M_Edz/M_Rdz = 0.001/782.891 = 0.000 < 1.000 ..... O.K
Combined Resistance
RNRd = MAX[M_Edy/Mny_Rd, M_Edz/Mnz_Rd]
Rmax1 = (M_Edy/Mny_Rd)^Alpha + (M_Edz/Mnz_Rd)^Beta
Rcom = N_Ed/(A*fy/Gamma_M0), Rbend = M_Edy/My_Rd + M_Edz/Mz_Rd
Rc_LT1 = N_Ed/(Xiy*A*fy/Gamma_M1)
Rb_LT1 = (kyy*M_Edy)/(Xi_LT*Wply*fy/Gamma_M1) + (kyz*Msdz)/(Wplz*fy/Gamma_M1)
Rc_LT2 = N_Ed/(Xiz*A*fy/Gamma_M1)
Rb_LT2 = (Kzy*M_Edy)/(Xi_LT*Wply*fy/Gamma_M1) + (Kzz*Msdz)/(Wplz*fy/Gamma_M1)
Rmax = MAX[RNRd, Rmax1, (Rcom+Rbend), MAX(Rc_LT1+Rb_LT1, Rc_LT2+Rb_LT2)] = 0.897 < 1.000 .. O.K
Shear Resistance
V_Edy/Vy_Rd = 0.000 < 1.000 ..... O.K
V_Edz/Vz_Rd = 0.052 < 1.000 ..... O.K

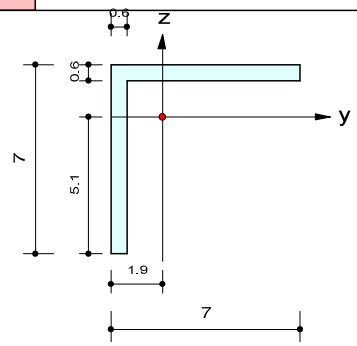
5. Deflection Checking Results

L/ 250.0 = 0.5374 > 0.3438 (Memb:296, LCB: 13, POS: 59.7cm, Dir-Z)..... O.K

Company		Project Title	1400.46 - INTERVENTO 2
Author	IPT srl	File Name	C:\...\1410097 r2 INTERVENTO 2.mgb

1. Design Information

Design Code : Eurocode3:05
Unit System : kN, cm
Member No : 352
Material : S275 (No:1)
(Fy = 27.5000, Es = 21000.0)
Section Name : L70x6 (No:4)
(Rolled : L70x6).
Member Length : 91.9239



2. Member Forces

Axial Force Fxx = 0.41614 (LCB: 2, POS:I)
Bending Moments My = 183.725, Mz = 0.00000
End Moments Myi = 183.725, Myj = 0.00000 (for Lb)
Myi = 183.725, Myj = 0.00000 (for Ly)
Mzi = 0.00000, Mzj = 0.00000 (for Lz)
Shear Forces Fyy = 0.00040 (LCB: 5, POS:I)
Fzz = 3.00401 (LCB: 2, POS:J)

Depth	7.00000	Web Thick	0.60000
Top F Width	7.00000	Top F Thick	0.60000
Area	8.13000	Asz	3.50000
Qyb	12.6422	Qzb	12.6422
Iyy	36.9000	Izz	36.9000
Ybar	1.93000	Zbar	5.07000
Wely	7.32000	Welz	7.32000
rp	1.38127		

3. Design Parameters

Unbraced Lengths Ly = 91.9239, Lz = 91.9239, Lb = 91.9239
Effective Length Factors Ky = 1.00, Kz = 1.00
Equivalent Uniform Moment Factors Cmy = 1.00, Cmz = 1.00, CmLT = 1.00

4. Checking Results

Slenderness Ratio
KL/r = 66.6 < 200.0 (Memb:352, LCB: 8)..... O.K
Axial Resistance
N_Ed/Nt_Rd = 0.416/223.575 = 0.002 < 1.000 ..... O.K
Bending Resistance
M_Edy/M_Rdy = 183.725/206.762 = 0.889 < 1.000 ..... O.K
M_Edz/M_Rdz = 0.000/206.762 = 0.000 < 1.000 ..... O.K
Combined Resistance
Rcom = N_Ed/(Aeff*fy/Gamma_M0), Rbend = (M_Edy+N_Ed*eNy)/My_Rd + (M_Edz+N_Ed*eNz)/Mz_Rd
Rmax = MAX[RNRd, (Rcom+Rbend)] = 0.890 < 1.000 ..... O.K
Shear Resistance
V_Edy/Vy_Rd = 0.000 < 1.000 ..... O.K
V_Edz/Vz_Rd = 0.044 < 1.000 ..... O.K

5. Deflection Checking Results

L/ 250.0 = 0.3677 > 0.1149 (Memb:352, LCB: 13, POS: 40.9cm, Dir-Z)..... O.K