



comune di
PRATO

Codice Fiscale: 84006890481

Progetto

Centro per l'arte contemporanea L. Pecci - Riqualificazione ed adeguamento normativo dell'edificio esistente - 1° lotto

Titolo

Opere Strutturali - Relazione di calcolo

Fase

Progetto Esecutivo

Assessore ai Lavori Pubblici	Valerio Barberis
Servizio Lavori Pubblici	Edilizia Pubblica
Dirigente del servizio	Arch. Emilia Quattrone
Responsabile Unico del Procedimento	Arch. Luca Piantini

Progettisti

Progettista opere architettoniche

Arch. Antonio Silvestri - Comune di Prato

Progettista opere strutturali - strutture esistenti

Ing. Francesco Sanzo - Comune di Prato

Progettista opere strutturali - nuove strutture

ACS ingegneri - Ing. Iacopo Ceramelli

Progettista impianti meccanici

Ing. Dante Di Carlo

Progettista impianti elettrici

CMA srl - Ing. Maurizio Mazzanti

Coordinatore sicurezza in fase di progettazione

Arch. Paola Falaschi

Collaboratori alla progettazione

Geom. Michele Faranda

Arch. Francesco Baldi

Ing. Francesco Guarducci

Elaborato: **S - REL**

Spazio riservato agli uffici:



INDICE

1	PREMESSA.....	3
2	DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA	3
3	NORME TECNICHE DI RIFERIMENTO	3
4	MATERIALI E RESISTENZE DI CALCOLO	4
4.1	MATERIALI UTILIZZATI.....	4
4.2	RESISTENZE DI CALCOLO	5
4.2.1	Cemento Armato	5
4.2.2	Acciaio	7
4.2.3	Unioni bullonate.....	7
4.2.4	Unioni saldate	8
5	ANALISI DEI CARICHI	8
5.1	AZIONI STATICHE.....	8
5.1.1	Solaio piano terra e piano primo	8
5.1.2	Solaio piano copertura	9
5.1.3	Tamponature esterne	9
5.1.4	Calcolo del carico neve	9
5.1.5	Calcolo del carico vento.....	9
6	PARAMETRI GEOTECNICI DEL TERRENO	10
6.1	VERIFICA PRESSIONI SUL TERRENO	11
7	METODO DI CALCOLO	12
7.1	AZIONI SOLLECITANTI.....	12
7.2	VITA NOMINALE E CLASSI D’USO.....	12
7.3	FASE STATICA	13
7.4	FASE SISMICA	14
7.5	FATTORE DI STRUTTURA	15
7.6	SPETTRI DI PROGETTO	15
7.7	PARAMETRI DI MODELLAZIONE AZIONI SISMICHE.....	16
7.8	COMPONENTE ORIZZONTALE.....	17
7.9	APPLICAZIONE E CALCOLO DEGLI SPETTRI	18
7.9.1	Spettri elastici di base	19
7.9.2	Spettro SLV – Grafico e parametri	20
7.9.3	Spettri SLD – Grafico e parametri	21

7.10	MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA.....	22
7.11	CONDIZIONI DI CARICO	25
7.11.1	Combinazioni di carico S.L.U e S.L.E.....	26
7.12	INTERAZIONE CON LE STRUTTURE ESISTENTI.....	29
8	VERIFICA ALLO SLU.....	31
8.1	VERIFICA DEI TUBOLARI 200x100x10 mm – montanti	32
8.2	VERIFICA DEL DOPPIO TUBOLARE 200x100x10 mm – montante esterno	33
8.3	VERIFICA DEI TUBOLARI 200x100x10 mm – trasversi di copertura.....	34
8.4	VERIFICA DEGLI HE400B – travi livello pt e p1	35
8.5	VERIFICA DEGLI IPE200 – arcarecci impalcato pt e p1	36
8.6	VERIFICA DELLE UNIONI.....	38
8.6.1	VERIFICA UNIONE BULLONATA DEL PROFILATO IPE200.....	38
8.6.2	VERIFICA UNIONE BULLONATA DEL PROFILATO HE400B.....	39
8.6.3	VERIFICA UNIONE BULLONATA DEI MONTANTI TUBOLARE 200x100x10	40
8.6.4	VERIFICA UNIONE BULLONATA DEI MONTANTI DOPPIOTUBOLARE 200x100x10	41
8.6.5	VERIFICA UNIONE BULLONATA MENSOLA AL LIVELLO P1.....	42
8.7	VERIFICA DELLA FONDAZIONE.....	43
8.7.1	VERIFICA DELLA PRESSIONE DI CONTATTO	43
8.7.2	VERIFICA DELLA SEZIONE IN C.A.....	44
9	VERIFICA ALLO SLE	45
9.1	VERIFICA DI DEFORMABILITA’	45

1 PREMESSA

La presente relazione riferisce sulle strutture del progetto definitivo della nuova passerella di collegamento tra gli spazi del nuovo ampliamento e la struttura della parte precedentemente esistente del Museo Pecci a Prato, di proprietà del Comune di Prato.

2 DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA

La struttura portante della passerella è una costruzione in acciaio costituita in pratica dall'unione di due singole passerelle. La passerella del piano terra è sostenuta da travi HE400B appoggiate, da un lato, alla struttura esistente di recente costruzione, e dall'altro su due colonne costituite da doppi tubolari 200x100x10 che scaricano a terra, completamente giuntate dalle strutture esistenti della parte di Museo più datata. Anche la struttura della passerella del piano primo è analoga a quella del piano terra, e si appoggia da un lato alla struttura esistente di recente costruzione, e dall'altro sui due doppi tubolari che si estendono fino alla copertura; l'unica differenza è costituita dalle diverse luci (12164 mm la prima, 9926 mm la seconda). La passerella del piano terra risulta coperta da quella del piano primo, che a sua volta è coperta da una copertura in vetro sostenuta da una serie di portali posti a interasse di 1570 mm; i portali sono costituiti da tubolari metallici 200x100x10, collegati in testa lungo tutto il perimetro della costruzione da tubolari di analoghe sezioni, e sono sostenuti dalla passerella del piano primo. Tutta la costruzione è rivestita da pareti in vetro, ad eccezione dell'area sottostante la passerella del piano terra. Al piano primo le pareti in vetro sono fissate ai già descritti portali, mentre al piano terra le pareti sono fissate a tubolari metallici 200x100x10 vincolati anch'essi alle travi principali del piano primo. L'impalcato, sia del piano terra che del piano primo, è costituito da una soletta in c.a. su lamiera grecata, di spessore complessivo pari a 16 cm, sostenuti da arcarecci IPE200. Il piano finito del piano terra si trova a quota +49,07 m, quello del piano primo a quota +53,92 m, mentre quello della copertura a circa +58,33 m.

3 NORME TECNICHE DI RIFERIMENTO

I calcoli delle sollecitazioni e le verifiche sono stati eseguiti in accordo alle seguenti disposizioni normativo – tecniche.

Legge n.1086 del 05 11 1971 - Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica.

Legge n. 64 del 02.02.1974 - Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche

DM 14 01 2008 Norme tecniche per le costruzioni.

Circolare esplicativa n°617 del 2/2/2009 delle Norme Tecniche per le costruzioni.

Laddove esplicitamente richiesto dal D.M. 2008, ma anche per eventuali chiarimenti ed integrazioni, si fa riferimento agli Eurocodici che il D.M. 2008 ritiene coerenti con i propri principi di base. Il riferimento agli Eurocodici è condotto mediante il

D.M. 31 Luglio 2012 – Approvazione delle Appendici Nazionali recanti i parametri tecnici per l'applicazione degli Eurocodici

UNI-EN 1992 – Eurocodice 2: progettazione strutture di calcestruzzo

UNI-EN 1993 – Eurocodice 3: progettazione strutture di acciaio

UNI-EN 1998 – Eurocodice 8: progettazione strutture in zona sismica

4 MATERIALI E RESISTENZE DI CALCOLO

4.1 MATERIALI UTILIZZATI

CLS MAGRO

Classe di resistenza a compressione C12/15

CLS PER OPERE IN FONDAZIONE E MURI DI SOSTEGNO

Cemento tipo IV 42,5 R

Classe di resistenza a compressione C28/35

Dimensione massima dell'aggregato $D_{max}=30\text{mm}$

Classe di esposizione XC2

Classe di consistenza S4

CLS PER SOLAI E SOLETTE IN C.A.

Cemento tipo IV 42,5 R

Classe di resistenza a compressione C28/35

Dimensione massima dell'aggregato $D_{max}=20\text{mm}$

Classe di esposizione XC2

Classe di consistenza S4

ACCIAIO IN BARRE PER GETTI E RETI ELETTRISALDATE

Acciaio B450C (FeB44k Controllato)

$f_{ynom} \geq 450 \text{ N/mm}^2$; $f_{tnom} \geq 540 \text{ N/mm}^2$

$1,15 < (f_t/f_y)_k < 1,35$; $(f_y/f_{nom})_k < 1,25$

ACCIAIO DA CARPENTERIA

l'acciaio strutturale (profilati, lamiere, tubi, etc.), sarà del tipo s355jr (ex fe 510c) avente le seguenti caratteristiche minime:

tensione di rottura a trazione ≥ 510 M/mm²

tensione di snervamento ≥ 355 N/mm²

i bulloni per i collegamenti saranno della classe 10.9.

i bulloni per gli ancoraggi saranno della classe 10.9.

Serraggio bulloni secondo normativa.

tutte le saldature dovranno essere eseguite da saldatori qualificati e dovranno essere conformi alle norme UNI.

Salvo diversa indicazione tutte le saldature d'angolo saranno continue e lo spessore delle saldature dovrà essere pari a 7/10 dello spessore minimo della piastra da saldare.

Le saldature a completa penetrazione saranno di classe I.

Dove non diversamente indicato le saldature tra i diversi elementi strutturali sono previste a completa penetrazione.

4.2 RESISTENZE DI CALCOLO

4.2.1 Cemento Armato

Per le classi di resistenza normalizzate per calcestruzzo normale si può fare utile riferimento a quanto indicato nelle norme UNI EN 206-1:2006 e nella UNI 11104:2004. Sulla base della denominazione normalizzata vengono definite le classi di resistenza riportate nella Tab. 4.1 .I della normativa.

La valutazione della sicurezza va condotta secondo i principi fondamentali ed i metodi precisati al Cap. 2 della norma.

In particolare per l'analisi strutturale, volta alla valutazione degli effetti delle azioni, si potranno adottare i metodi seguenti: a) analisi elastica lineare; b) analisi plastica; c) analisi non lineare.

Analisi elastica lineare

L'analisi elastica lineare può essere usata per valutare gli effetti delle azioni sia per gli stati limite di esercizio sia per gli stati limite ultimi.

Per la determinazione degli effetti delle azioni, le analisi saranno effettuate assumendo:

-sezioni interamente reagenti con rigidzze valutate riferendosi al solo calcestruzzo;

-relazioni tensione deformazione lineari;

-valori medi del modulo d'elasticità.

Le resistenze di calcolo f_d indicano le resistenze dei materiali, calcestruzzo ed acciaio, ottenute mediante l'espressione:

$$f_d = f_k / \gamma_M$$

dove:

f_k sono le resistenze caratteristiche del materiale;

γ_M sono i coefficienti parziali per le resistenze, comprensivi delle incertezze del modello e della geometria, che possono variare in funzione del materiale, della situazione di progetto e della

particolare verifica in esame.

Resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo

Per il calcestruzzo la resistenza di calcolo a compressione, f_{cd} , é:

$$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c$$

dove:

α_{cc} è il coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata;

γ_c è il coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo;

f_{ck} è la resistenza caratteristica cilindrica a compressione del calcestruzzo a 28 giorni.

Il coefficiente γ_c è pari ad 1,5.

Il coefficiente α_{cc} è pari a 0,85.

Nel caso di elementi piani (solette, pareti, ...) gettati in opera con calcestruzzi ordinari e con spessori minori di 50 mm, la resistenza di calcolo a compressione va ridotta a 0,80 f_{cd} .

Resistenza di calcolo a trazione del calcestruzzo

La resistenza di calcolo a trazione, f_{ctd} , vale:

$$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c$$

dove:

γ_c è il coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo;

f_{ctk} è la resistenza caratteristica a trazione del calcestruzzo.

Il coefficiente γ_c assume il valore 1,5.

Nel caso di elementi piani (solette, pareti, ...) gettati in opera con calcestruzzi ordinari e con spessori minori di 50 mm, la resistenza di calcolo a compressione va ridotta a 0,80 f_{cd} .

Resistenza di calcolo dell'acciaio

La resistenza di calcolo dell'acciaio f_{yd} è riferita alla tensione di snervamento ed il suo valore è dato da:

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$$

γ_s è il coefficiente parziale di sicurezza relativo all'acciaio;

f_{yk} per armatura ordinaria è la tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio.

Il coefficiente γ_s assume sempre, per tutti i tipi di acciaio, il valore 1,15.

Tensione tangenziale di aderenza acciaio-calcestruzzo

La resistenza tangenziale di aderenza di calcolo f_{bd} vale:

$$f_{bd} = f_{bk} / \gamma_c$$

dove:

γ_c è il coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo, pari a 1,5;

f_{bk} è la resistenza tangenziale caratteristica di aderenza data da:

$$f_{bk} = 2,25 \cdot \eta \cdot f_{ctk}$$

in cui

$\eta = 1,0$ per barre di diametro $\phi \leq 32$ mm

$\eta = (132 - \phi)/100$ per barre di diametro superiore.

Nel caso di armature molto addensate o ancoraggi in zona di calcestruzzo teso, la resistenza di

aderenza va ridotta dividendola almeno per 1,5.

4.2.2 Acciaio

La resistenza di calcolo delle membrature R_d si pone nella forma:

$$R_d = R_k / \gamma_m$$

dove:

R_k è il valore caratteristico della resistenza – trazione, compressione, flessione, taglio e torsione – della membratura, determinata dai valori caratteristici delle resistenza dei materiali f_{yk} e dalle caratteristiche geometriche degli elementi strutturali, dipendenti dalla classe della sezione.

Per le verifiche di resistenza delle sezioni delle membrature, con riferimento ai modelli di resistenza esposti ed utilizzando acciai dal grado S 235 al grado S 460, si adottano i fattori parziali γ_{M0} e γ_{M2} indicati nella tabella seguente. Il coefficiente di sicurezza γ_{M2} , in particolare, deve essere impiegato qualora si eseguano verifiche di elementi tesi nelle zone di unione delle membrature indebolite dai fori.

Per valutare la stabilità degli elementi strutturali compressi, inflessi e presso-inflessi, si utilizza il coefficiente parziale di sicurezza γ_{M1} .

Resistenza delle Sezioni di Classe 1-2-3-4	$\gamma_{M0} = 1,05$
Resistenza all'instabilità delle membrature	$\gamma_{M1} = 1,05$
Resistenza all'instabilità delle membrature di ponti stradali e ferroviari	$\gamma_{M1} = 1,10$
Resistenza, nei riguardi della frattura, delle sezioni tese (indebolite dai fori)	$\gamma_{M2} = 1,25$

4.2.3 Unioni bullonate

Per il calcolo della resistenza a taglio delle viti e dei chiodi, per il rifollamento delle piastre collegate e per il precarico dei bulloni, si adottano i fattori parziali γ_M indicati nella tabella seguente:

Resistenza dei bulloni	$\gamma_{M2} = 1,25$
Resistenza dei chiodi	
Resistenza delle connessioni a perno	
Resistenza delle saldature a parziale penetrazione e a cordone d'angolo	
Resistenza dei piatti a contatto	$\gamma_{M3} = 1,25$ $\gamma_{M3} = 1,10$
Resistenza a scorrimento per SLU per SLE	
Resistenza delle connessioni a perno allo stato limite di esercizio	$\gamma_{M5,ser} = 1,0$
Precarico di bulloni ad alta resistenza	$\gamma_{M7} = 1,10$

4.2.4 Unioni saldate

Nel DM2008 sono considerate unioni saldate a piena penetrazione, a parziale penetrazione, ed unioni realizzate con cordoni d'angolo.

I collegamenti testa a testa, a T e a croce a piena penetrazione sono generalmente realizzati con materiali d'apporto aventi resistenza uguale o maggiore a quella degli elementi collegati. Pertanto la resistenza di calcolo dei collegamenti a piena penetrazione si assume eguale alla resistenza di progetto del più debole tra gli elementi connessi. Una saldatura a piena penetrazione è caratterizzata dalla piena fusione del metallo di base attraverso tutto lo spessore dell'elemento da unire con il materiale di apporto.

La resistenza di progetto, per unità di lunghezza, dei cordoni d'angolo si determina con riferimento all'altezza di gola "a", cioè all'altezza "a" del triangolo iscritto nella sezione trasversale del cordone. La lunghezza di calcolo L è quella intera del cordone, purché questo non abbia estremità palesemente mancanti o difettose. Per il calcolo della resistenza delle saldature con cordoni d'angolo, qualora si faccia riferimento ai modelli di calcolo presentati nel paragrafo seguente, si adottano i fattori parziali γ_M indicati nella tabella precedente. Per le verifiche occorre riferirsi alternativamente alla sezione di gola nella effettiva posizione o in posizione ribaltata.

5 ANALISI DEI CARICHI

5.1 AZIONI STATICHE

Si riporta nel seguito il prospetto dei carichi agenti sulle varie parti della struttura, ricordando che tutti i locali del piano terra e del piano primo sono destinati ad uso museo cat. C3 e pertanto rientrano nella categoria dei locali "soggetti ad affollamento" e che la copertura, non accessibile, è soggetta soltanto al carico neve.

I carichi sono stati stimati tenendo conto dei pacchetti di finitura previsti ai vari livelli; in particolare, per tutti i massetti destinati a formare sia uno strato di isolamento termo - acustico, sia uno strato di protezione o sottofondo, è previsto l'impiego di miscele di peso specifico $\gamma \leq 24.00$ kN/mc. Nell'analisi dettagliata dei carichi, sotto la voce "pacchetto finitura" sono previsti, oltre ai massetti, anche la pavimentazione e gli strati di isolante, coibente etc.

Il peso proprio della carpenteria metallica è stato stimato pari a 78,50 kN/mc.

5.1.1 Solaio piano terra e piano primo

Solaio in lamiera grecata sp.16 cm

H = 5,5 + 10,5 = 16 cm arm. lenta 3,40kN/m²

Pacchetto finitura

Massetto per impianti e pavimento 7 cm $\gamma < 24,00$ kN/m³

Pannello isolante + radiante 1,75 kN/m

Impianti 0,50 kN/m²

Totale permanenti solaio pt e pp 5,65 kN/m²

Sovraccarico accidentale distribuito

(categoria C3) 6,00 kN/m²

5.1.2 Solaio piano copertura

Copertura in vetro 0,75kN/m²

Tamponature laterali in vetro 0,75kN/m²

Sovraccarico accidentale distribuito

(Neve - a quota ≤ 1000 m slm) vedi calcolo del carico neve (punto 5.1.4)

5.1.3 Tamponature esterne

Tamponature laterali in vetro 0,75kN/m²

5.1.4 Calcolo del carico neve

Ubicazione: Zona II;
 Altitudine s.l.m.: $\leq 200\text{m} \leq a_s$

Carico neve al suolo caratteristico con T.R: 50 anni:

$$q_{sk,50} = 1.00 \text{ kN/m}^2$$

Coefficiente di esposizione: $C_E = 1.00$

Coefficiente termico: $C_t = 1.00$

Coefficiente di forma: $\mu_1 = 0.80$

Carico neve: $q_s = q_{sk} \times C_E \times C_t = 0.8 \text{ kN/m}^2$ che si approssima a 1.0 kN/m^2

5.1.5 Calcolo del carico vento

Si determina il carico dovuto al vento in funzione delle caratteristiche di ubicazione e geometria della struttura:

Ubicazione del sito	Zona 3	
Altitudine del sito	$a_s = \text{ca. } 65$	m slm < 500 m s.l.m.
Distanza dalla costa	$d > 27$	km
Tempo di ritorno	T.R. = 1000	anni
Classe di rugosità del terreno	B	
⇒ Classe di esposizione del sito	V categoria	⇒ $v_{b,0} = 27 \text{ m/sec}$ $a_0 = 500 \text{ m s.l.m.}$ $k_a = 0.020 \text{ 1/sec}$ $k_r = 0.22$ $z_0 = 0.30 \text{ m}$ $z_{\min} = 8.0 \text{ m}$

Densità dell'aria	ρ	=	1.25	kg/cm ³
Pressione cinetica di riferimento per T.R. 50 anni				
	$q_{b,50}$	=	455.6	N/m ²
Pressione cinetica di progetto	q_p	=	0.46	kN/m ²
Altezza dell'edificio	z	=	circa 13.70	m
Coefficiente di topografia	C_t	=	1.00	
Coefficiente dinamico	C_d	=	1.00	
Coefficiente di esposizione	$C_{e(z_e)}$	=	2.00	

Carico vento: $p = q_b \times C_e \times C_t \times C_d = 0.92$ kN/m² che si approssima a 1.0 kN/m²

Coefficiente di forma (pareti sopravento) $C_{po} = +0.80$

Coefficiente di forma (pareti sottovento) $C_{pu} = -0.40$

6 PARAMETRI GEOTECNICI DEL TERRENO

Per quanto riguarda i parametri geotecnica assunti si fa riferimento alla relazione geologica-tecnica redatta dal Geol. Deborah Bresci . Il modello litostratigrafico presentato nella *Relazione geologica e tecnica sulle indagini* è stato implementato con i risultati delle indagini eseguite, potendo, quindi, suddividere i terreni investigati, in unità geotecniche di uniforme comportamento. La sezione geotecnica risultante è visibile in *nell'allegato alla relazione geologico-tecnica*. Sono state distinte tre unità geotecniche di seguito presentate.

Unità geotecnica A: costituita da limi con argilla sabbiosi con rari inclusi.

I terreni appartenenti a questa unità sono stati caratterizzati direttamente attraverso le analisi di laboratorio eseguite sui campioni.

Conseguentemente a questi terreni possono essere attribuite le seguenti caratteristiche geotecniche:

in condizioni di tensioni totali:

$$c_u = 28 \text{ kPa}$$

$$\Phi = 20^\circ$$

in condizioni di tensioni effettive:

$$c' = 5 \text{ kPa}$$

$$\Phi' = 30^\circ$$

Dai dati si vede come la frazione clastica influisce in maniera sostanziale sulle resistenze dei terreni in condizioni a lungo termine, come è logico attendersi.

Unità geotecnica B: costituita da ghiaie in abbondante matrice limo argillosa.

La caratteristica di queste ghiaie è generalmente la presenza di clasti in dimensioni non superiori ai 5 cm, anche se localmente sono state riscontrate lungo le verticali alcune eccezioni, meglio specificate nella relazione geologica. Questi terreni sono stati caratterizzati utilizzando i dati forniti dalle prove SPT eseguite durante i sondaggi e l'interpretazione delle verticali delle prove penetrometriche dinamiche.

Conseguentemente ai terreni di questa unità possono essere assegnati i seguenti parametri geotecnici:

in condizioni di pressioni totali:

$$c = 0 \text{ kPa}$$

$$\Phi' = 30^\circ - 33^\circ$$

$$Dr = 60-70\%.$$

Unità geotecnica C: costituita da ghiaie in matrice limo argillosa, localmente anche abbondante, caratterizzate dalla presenza di elementi clastici con dimensioni quasi sempre superiori ai 5 cm.

Questa unità è stata raggiunta unicamente dal sondaggio S2 e per tanto la sua caratterizzazione si basa principalmente sulle interpretazioni delle prove SPT in sondaggio.

Conseguentemente ai terreni di questa unità possono essere assegnati i seguenti parametri geotecnici:

in condizioni di pressioni totali:

$$c = 0 \text{ kPa}$$

$$\Phi' = 35^\circ - 38^\circ$$

$$Dr = 50\%$$

Rispetto alle ghiaie dell'unità precedente queste presentano un grado di densità inferiore imputabile alla peggior classazione degli elementi costituenti.

6.1 VERIFICA PRESSIONI SUL TERRENO

Di seguito si riporta la verifica delle pressioni massime sul terreno.

Per la verifica delle pressioni del terreno si fa riferimento all'approccio 2 (A1+M1+R3) con un coefficiente $\gamma_R = 2.3$.

Per una valutazione della portata limite del terreno si può assumere un valore medio dell'angolo di attrito dei terreni sottostanti in condizioni drenate pari a $\phi' = 30^\circ$.

Procedendo a favore della sicurezza prendendo in considerazione nella formula di Meyerof della portata della fondazione solo il termine di stabilizzazione del terreno dalla parti e un valore medio di ricoprimento della stessa paria $D = 1.80 \text{ m}$ si ottiene:

$$R_d = N_q \times \gamma_\tau \times h / \gamma_R$$

$$R_d = (18.40 \times 0.0018 \times 180) / 2.3 = 5.96 / 2.3 = 2.59 \text{ kg/cmq} .$$

7 METODO DI CALCOLO

7.1 AZIONI SOLLECITANTI

La struttura viene progettata applicando le prescrizioni normative imposte dal D.M. 14.01.2008.

Per il progetto e la verifica delle strutture si utilizza il metodo semiprobabilistico degli Stati Limite, facendo riferimento a diversi livelli di impegno delle strutture. In particolare si considereranno varie combinazioni di carico, suddivise in più gruppi:

1. Verifica allo Stato Limite Ultimo (S.L.U.) in campo statico;
2. Verifica agli Stati Limite di Esercizio (S.L.E.) in campo statico;
3. Verifica S.L.U. in campo sismico;
4. Verifica degli spostamenti allo Stato Limite di Danno (S.L.D.) in fase sismica.

7.2 VITA NOMINALE E CLASSI D'USO

La vita nominale di un'opera strutturale V_N è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata. La vita nominale dei diversi tipi di opere è quella riportata nella Tab. 2.4.I del DM2008 e deve essere precisata nei documenti di progetto. Nel seguente progetto in accordo con l'Amministrazione Comunale si è scelto una vita nominale dell'opera:

$V_N \geq 50$ anni

Per quanto riguarda la classe d'uso il DM 2008 prescrive che in presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso così definite:

Classe I: Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.

Classe II: Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività nonpericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso *III* o in Classe d'uso *IV*, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.

Classe 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.

Classe IV: Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

In accordo con l'Amministrazione Comunale si è scelto una *Classe d'uso IIII*

7.3 FASE STATICA

Le azioni sollecitanti che derivano dal calcolo vengono confrontate con le capacità resistenti dei vari elementi, determinate secondo i criteri della Scienza e Tecnica delle Costruzioni; le azioni sollecitanti vengono determinate combinando le azioni permanenti ed accidentali con la seguente relazione:

$$S_d = \gamma_g \cdot G_k + \gamma_q \cdot \left(Q_{1k} + \sum_{j=2}^n (\psi_{0j} \cdot Q_{jk}) \right) \text{ dove:}$$

- G_k valore caratteristico delle azioni permanenti
- Q_{1k} valore caratteristico dell'azione accidentale principale
- Q_{jk} valori caratteristici delle altre azioni accidentali tra loro indipendenti

Il valore di γ_g e γ_q variano a seconda dello stato limite considerato e del tipo di carico.

		Coefficiente γ_F	EQU	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali ⁽¹⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare per essi gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

ψ_{0j} coefficiente di contemporaneità per le altre azioni accidentali tra loro indipendenti; che nel nostro caso assume i seguenti valori:

- 0.7 abitazioni, uffici, negozi, ambienti aperti al pubblico, autorimesse
- 0.5 neve
- 0.6 effetti termici e vento

Per gli Stati Limite di Esercizio si prendono in considerazione tre diversi tipi di combinazioni delle azioni:

- Rare
$$S_d = G_k + Q_{1k} + \sum_{j=2}^n (\psi_{0j} \cdot Q_{jk})$$

- Frequenti
$$S_d = G_k + \psi_{1,1} \cdot Q_{1k} + \sum_{j=2}^n (\psi_{2j} \cdot Q_{jk})$$

- Quasi permanenti
$$S_d = G_k + \sum_{j=1}^n (\psi_{2j} \cdot Q_{jk})$$

dove i coefficienti parziali per le azioni valgono tutti 1.0 e i coefficienti di contemporaneità per la j-sima azione accidentale assumono i seguenti valori:

Categoria/Azione variabile	Ψ_{0j}	Ψ_{1j}	Ψ_{2j}
Categoria A Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H Coperture	0,0	0,0	0,0
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

In particolare sono stati adottati nel calcolo i seguenti valori:

Tipo destinazione	Ψ_{0j}	Ψ_{1j}	Ψ_{2j}
locali adibiti a museo	0,7	0,7	0,6
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0

Per quanto riguarda lo SLE a carichi verticali si è scelto la combinazione rara in virtù della snellezza della struttura e della sensibilità delle finiture interne architettoniche alle deformazioni. Pertanto la verifiche di deformabilità della struttura sarà eseguita con la combinazione di carico rara.

7.4 FASE SISMICA

Le azioni sollecitanti che derivano dal calcolo vengono confrontate con le capacità resistenti dei vari elementi, determinate secondo i criteri della Scienza e Tecnica delle Costruzioni; le azioni sollecitanti vengono determinate combinando le azioni permanenti ed accidentali e gli effetti del sisma con la seguente relazione:

$$S_d = \cdot E + G_k + \sum_{i=1}^n (\psi_{2i} \cdot Q_{ik})$$

dove i simboli hanno il significato riportato nel prospetto precedente ed inoltre è:

E azione sismica per lo S.L. in esame;

i valori dei coefficienti ψ_{2i} sono riportati nella tabella precedente per i carichi statici

Gli effetti dell'azione sismica vengono valutati tenendo conto delle masse determinate con la seguente relazione:

$$G_k + \sum_{j=1}^n (\psi_{2i} \cdot Q_{ik})$$

dove il coefficiente ψ_{2j} è un fattore di contemporaneità tra azioni accidentali pari al valore riportato nelle tabelle precedenti. Nel nostro caso, si adottano nel calcolo valori riportati sopra.

7.5 FATTORE DI STRUTTURA

In accordo con le prescrizioni del D.M. 2008 si determina il "fattore di struttura" q che è poi necessario per il calcolo dello spettro di progetto, delle azioni di calcolo da impiegare nelle verifiche etc. Nel progetto si è assunto un fattore $q_0=2$ analogo al fattore q_0 utilizzato per il dimensionamento delle strutture dell'ampliamento. Per quanto riguarda la geometria in altezza la struttura è stata considerata irregolare e quindi si è assunto un valore del coefficiente $K_r=0.8$. Pertanto il coefficiente di struttura finale q assunto è pari a $q = 0.8 \times 2 = 1.6$. Si assume inoltre un comportamento dissipativo con classe di duttilità bassa CD B.

La nuova passerella costituisce una piccola porzione dell'ampliamento, ed essendo a questo connessa strutturalmente, ne segue che il valore del fattore di struttura da assumere non può essere che uguale a quello utilizzato per il calcolo delle strutture del nuovo ampliamento.

7.6 SPETTRI DI PROGETTO

Vengono valutate le azioni sismiche con riferimento a differenti Stati Limite, sia di tipo "Ultimo" sia di tipo "di Esercizio". In particolare la normativa del 2008 prevede 4 differenti stati limite associati a differenti probabilità di raggiungimento e/o superamento durante la vita utile di progetto della struttura, che sono:

- SLC – Stato Limite di Collasso: a seguito del sisma la struttura subisce gravi danni e crolli di componenti non strutturali ed impiantistici, ma conserva un margine di sicurezza rispetto alle azioni verticali ed un ridotto margine di sicurezza rispetto al collasso per azioni orizzontali.
- SLV – Stato Limite di Salvaguardia della Vita: a seguito del sisma la struttura subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici cui si associa significativa perdita di rigidità nei confronti delle azioni orizzontali; conserva una parte della resistenza e rigidità alle azioni verticali ed un margine di sicurezza rispetto al collasso per azioni orizzontali
- SLD – Stato Limite di Danno: a seguito del sisma la costruzione nel suo complesso – ivi incluse parti non strutturali ed impianti – subisce danni tali da non compromettere in modo significativo la capacità di resistenza e rigidità nei confronti delle azioni verticali ed orizzontale, mantenendosi utilizzabile eccetto parte delle apparecchiature.
- SLO – Stato Limite di Operatività: a seguito del sisma la costruzione nel suo complesso – ivi incluse parti non strutturali ed impianti – non deve subire né danni né interruzioni di uso significativi.

Probabilità di superamento del S.L. nel periodo di vita di riferimento della struttura:

SLO 81%

SLD 63%

SLV 10%

SLC 5%

I valori dell'accelerazione spettrale di riferimento per i vari tipi di S.L. sono determinati tramite la variabilità dei parametri fondamentali della curva dello spettro di riferimento, come riportato ai paragrafi seguenti, in funzione delle coordinate geografiche del sito di progetto, della vita utile presunta della struttura, della classe e categoria di importanza e di servizio della struttura stessa, del tipo di suolo e della configurazione topografica del sito di costruzione etc. etc.

I parametri fondamentali, in funzione di questi dati sono i seguenti:

a_g accelerazione di picco al suolo

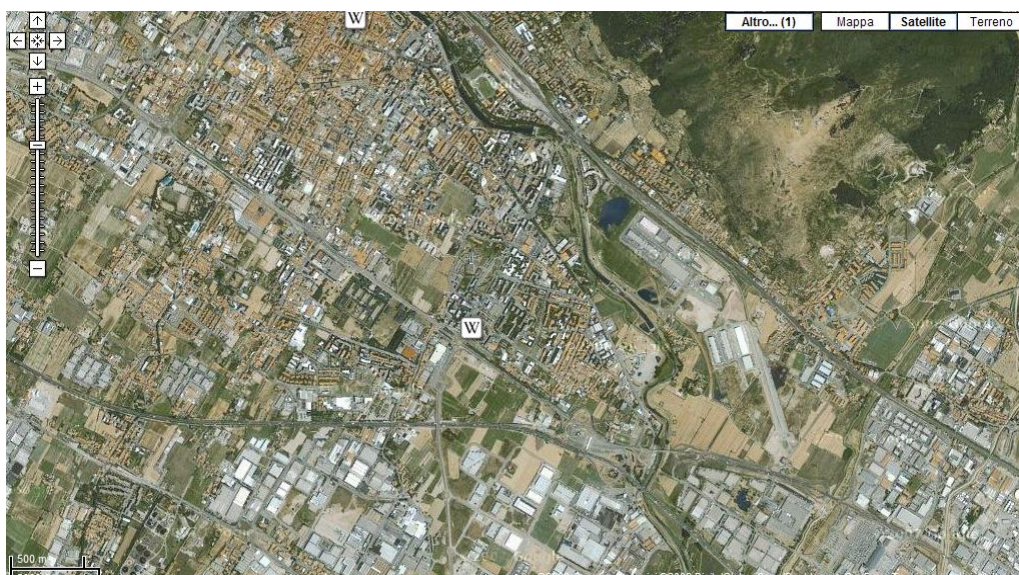
F_o massima ordinata spettrale

T_c^* periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Tutti gli altri parametri che descrivono lo spettro di progetto sono parametri dipendenti espressi in funzione di questi valori. **In accordo al punto 7.1 del DM08 si assume come verifica il rispetto nei confronti dello stato limite ultimo lo stato SLV.**

7.7 PARAMETRI DI MODELLAZIONE AZIONI SISMICHE

Nel caso in esame, la costruzione è un ampliamento del museo sita nel Comune di Prato (PO), quindi le caratteristiche principali sono riportate nel seguito.



Coordinate geografiche del sito

Conversione Coordinate:

Latit. \Rightarrow 43.8607

Long. \Rightarrow 11.10853

Tipo di Costruzione: \Rightarrow vita nominale $V_N \geq 50$ anni

Classe di uso> III \Rightarrow coefficiente di uso $C_U = 1.50$

Periodo di riferimento per l'azione sismica:

$$V_R = V_N \cdot C_U = 75 \text{ anni}$$

Categoria di suolo: B

Categoria topografica: T1

Sulla base di quanto disposto dal D.M. 2008 si ricavano i parametri principali per i vari S.L., che si riportano nella tabella seguente:

STATO LIMITE	T.R. [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_c[*] [sec]
SLO	45	0.057	2.557	0.264
SLD	75	0.069	2.551	0.275
SLV	712	0.158	2.418	0.307
SLC	1462	0.200	2.398	0.316

7.8 COMPONENTE ORIZZONTALE

L'azione sismica di progetto è data dallo spettro di progetto per la componente orizzontale dell'azione sismica, valutato a partire dallo spettro di risposta elastico di normativa tramite il fattore di struttura q (si ottiene cioè dallo spettro elastico sostituendo al valore η il fattore $1/q$ e semplificando). Nel nostro caso, per un suolo di categoria "B" e classe di sismicità 2, si ha:

$$0 \leq T < T_B \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{F_o}{q} - 1 \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left(\frac{F_o}{q} \right)$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{F_o}{q} \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{F_o}{q} \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)$$

dove:

a_g accelerazione orizzontale massima al suolo per il sito considerato

F_o fattore di massima amplificazione spettrale

q fattore di struttura

sono definiti al paragrafo precedente, mentre gli altri parametri, detti "parametri dipendenti" sono definiti nel seguito.

$T_C = C_C \times T_C^*$ Periodo di inizio tratto a velocità costante dello spettro

$T_B = T_C / 3$ Periodo di inizio tratto ad accelerazione costante dello spettro

$T_D = 1.6 + 4.0 \times a_g / g$ Periodo di inizio tratto a spostamento costante dello spettro

S coefficiente che tiene conto della categoria del suolo

$S = S_S \cdot S_T$ essendo: S_S coefficiente di stratigrafia

S_T coefficiente di topografia

C_C coefficiente funzione del tipo di sottosuolo.

I valori di dei coefficienti S_S , C_C ed S_T sono ottenuti in funzione del tipo di suolo e della categoria topografica dalle seguenti relazioni, valide per tutti i valori dei parametri indipendenti a_g , F_o e T^*_C .

Categoria sottosuolo	S_S	C_C
A	1.00	1.00
B	$1.00 \leq 1.40 - 0.40 \cdot F_o \cdot a_g / g \leq 1.20$	$1.10 \cdot (T^*_C)^{-0.20}$
C	$1.00 \leq 1.70 - 0.60 \cdot F_o \cdot a_g / g \leq 1.50$	$1.05 \cdot (T^*_C)^{-0.33}$
D	$0.90 \leq 2.40 - 1.50 \cdot F_o \cdot a_g / g \leq 1.80$	$1.25 \cdot (T^*_C)^{-0.50}$
E	$1.00 \leq 2.00 - 1.10 \cdot F_o \cdot a_g / g \leq 1.60$	$1.15 \cdot (T^*_C)^{-0.40}$

Categoria topografica	Ubicazione opera o intervento	S_T
T1	---	1.00
T2	<i>In corrispondenza di sommità di pendio</i>	1.20
T3	<i>In corrispondenza di cresta di rilievo</i>	1.20
T4	<i>In corrispondenza di cresta di rilievo</i>	1.40

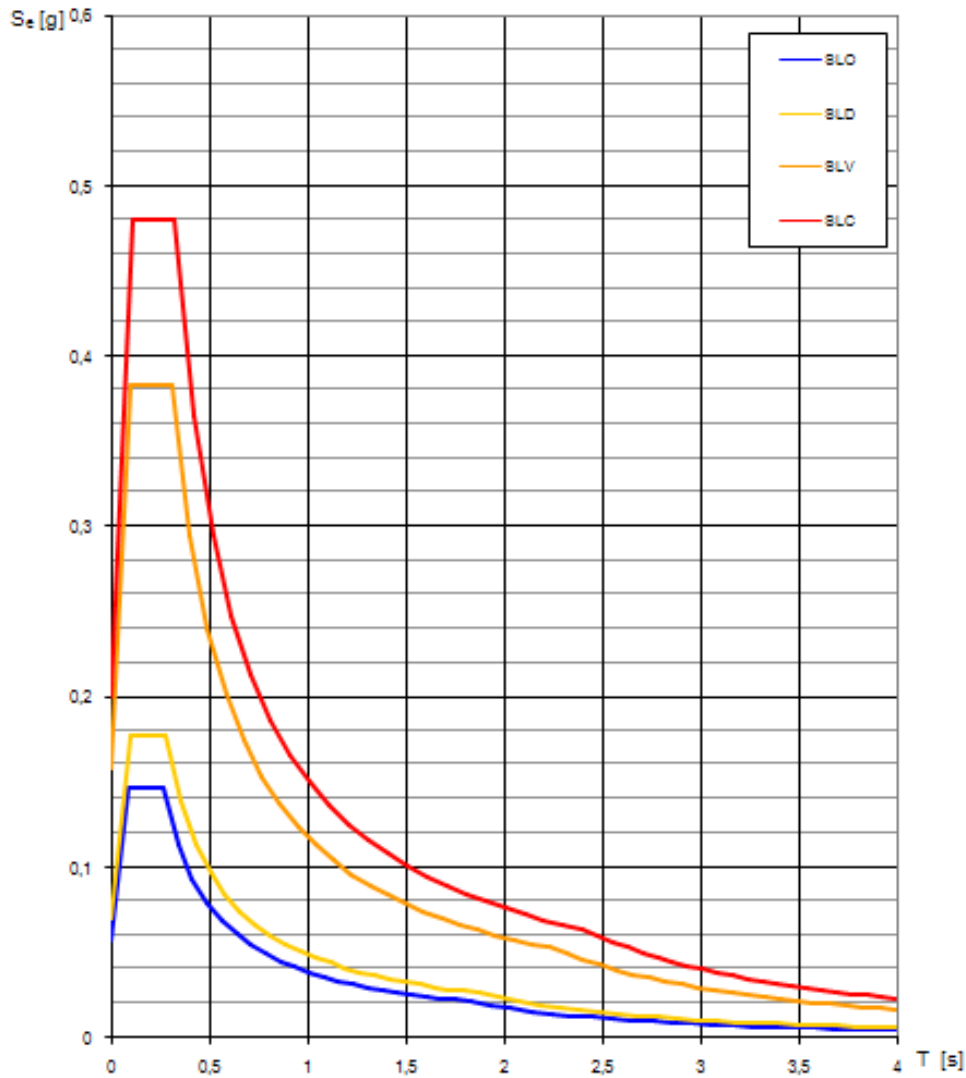
7.9 APPLICAZIONE E CALCOLO DEGLI SPETTRI

A seconda dello stato limite di riferimento, come già accennato in precedenza, variano i valori dei parametri fondamentali, in funzione dei quali sono espressi tutti gli altri parametri che definiscono i vari tipi di spettri da usare per l'analisi agli S.L.U. o agli S.L.E.

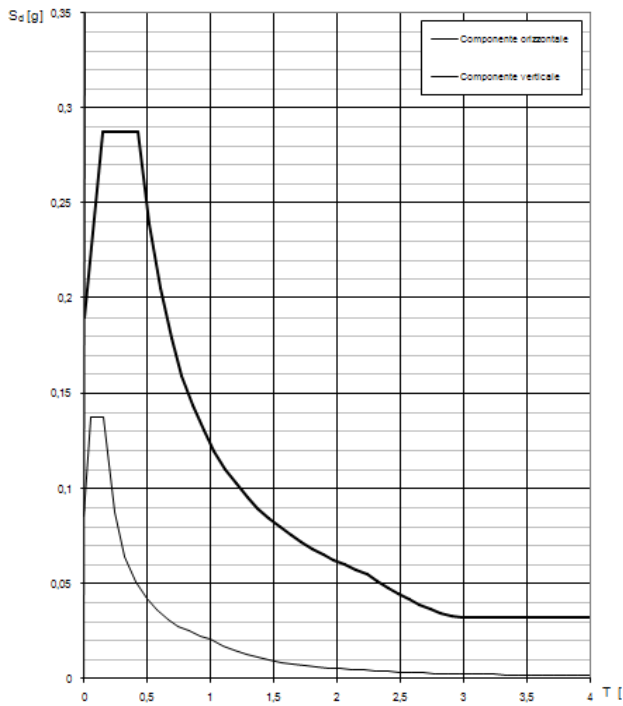
Si riportano nel seguito i grafici ed i valori di ordinata spettrale per gli spettri SLV e ed SLD utilizzati nell'analisi della struttura in condizioni sismiche.

7.9.1 Spettri elastici di base

Spettri di risposta elastici per i diversi Stati Limite



7.9.2 Spettro SLV – Grafico e parametri



Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato limite:SLV

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_p	0,156 g
F_a	2,418
T_c	0,307 s
S_2	1,200
C_c	1,393
S_T	1,000
q	1,600

Parametri dipendenti

S	1,200
η	0,625
T_B	0,142 s
T_C	0,427 s
T_D	2,233 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_2 \cdot S_T \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10/(S+2)} \geq 0,55; \eta = 1/q \quad (\text{MTC-07 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_c/3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_C = C_c \cdot T_c \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_D = 4 \cdot 0 \cdot a_2 / \xi + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-07 Eq. 3.2.4)

$$0 \leq T < T_B \quad S_d(T) = a_p \cdot S \cdot \eta \cdot F_a \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_a} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_d(T) = a_p \cdot S \cdot \eta \cdot F_a$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_d(T) = a_p \cdot S \cdot \eta \cdot F_a \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_d(T) = a_p \cdot S \cdot \eta \cdot F_a \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)$$

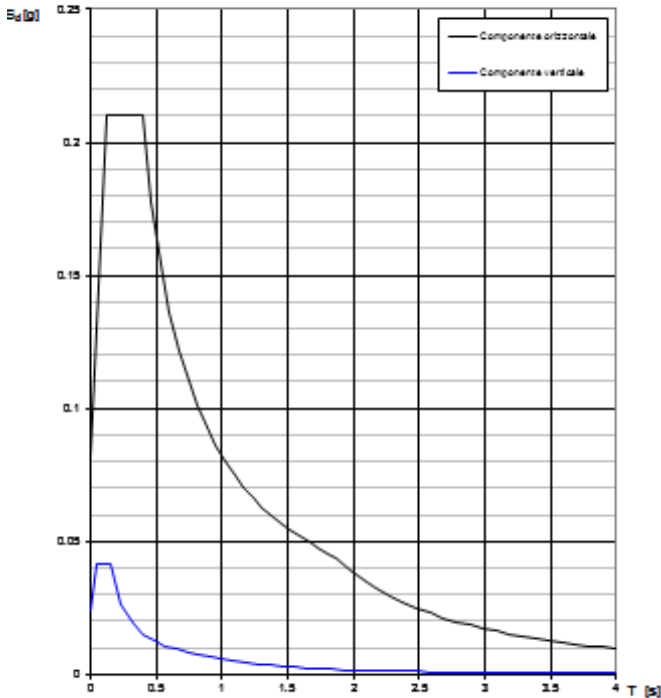
Lo spettro di progetto $S_d(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_e(T)$ sostituendo η con η/q , dove q è il fattore di struttura. (MTC-07 § 3.2.3.5)

Punti dello spettro di risposta

T [s]	Se [g]
0,000	0,190
0,142	0,287
0,427	0,287
0,513	0,239
0,599	0,205
0,685	0,179
0,771	0,159
0,857	0,143
0,943	0,130
1,029	0,119
1,115	0,110
1,201	0,102
1,287	0,095
1,373	0,089
1,459	0,084
1,545	0,079
1,631	0,075
1,717	0,071
1,803	0,068
1,889	0,065
1,975	0,062
2,061	0,060
2,147	0,057
2,233	0,055
2,317	0,051
2,402	0,048
2,486	0,044
2,570	0,042
2,654	0,039
2,738	0,037
2,822	0,034
2,906	0,032
2,990	0,032
3,075	0,032
3,159	0,032
3,243	0,032
3,327	0,032
3,411	0,032
3,495	0,032
3,579	0,032
3,663	0,032
3,748	0,032
3,832	0,032
3,916	0,032
4,000	0,032

7.9.3 Spettri SLD – Grafico e parametri

Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo SLD



Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato IirSLD

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLD
a_1	0.068 g
F_v	2.557
T_c	0.275 s
S_T	1.200
C_c	1.424
S_T	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.200
η	1.000
T_k	0.131 s
T_x	0.292 s
T_k	1.874 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_1 \cdot S_2 \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10(S+3)} \geq 0.55 \quad \eta = 1/q \quad (\text{NTO-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_k = T_c / 3 \quad (\text{NTO-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_x = C_c \cdot T_c \quad (\text{NTO-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_k = 4.0 \cdot a_1 / g + 1.6 \quad (\text{NTO-07 Eq. 3.2.9})$$

Espressioni dello spettro di risposta (NTO-08 Eq. 3.2.4)

$$0 \leq T < T_B \quad S_1(T) = a_1 \cdot S \cdot \eta \cdot E_1 \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot E_1} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_1(T) = a_1 \cdot S \cdot \eta \cdot E_1$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_1(T) = a_1 \cdot S \cdot \eta \cdot E_1 \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_1(T) = a_1 \cdot S \cdot \eta \cdot E_1 \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T} \right)$$

Lo spettro di risposta $S_1(T)$ per lo verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_e(T)$ moltiplicando con $T \cdot q$, dove q è il fattore di struttura. (NTO-08 § 3.2.3.5)

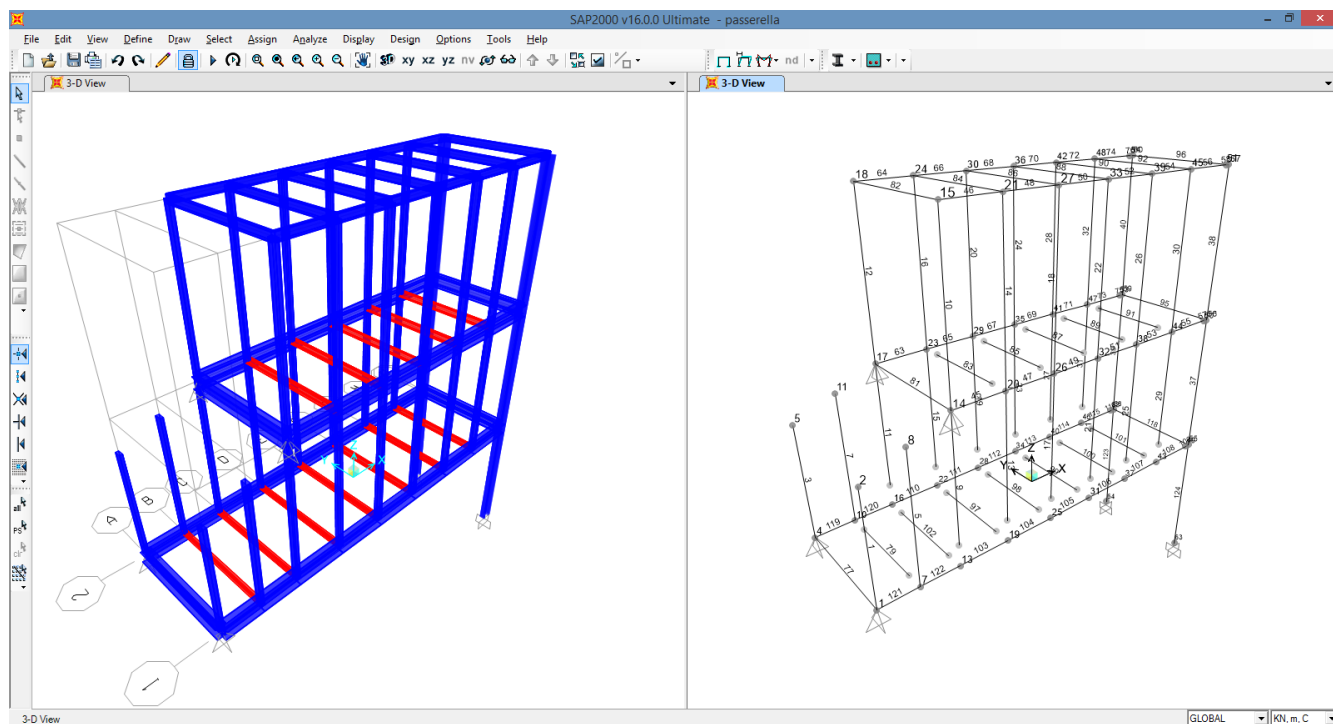
Punti dello spettro di risposta

T [s]	Se [g]
0.000	0.032
0.131	0.210
0.292	0.210
0.462	0.178
0.533	0.154
0.604	0.136
0.674	0.122
0.745	0.110
0.815	0.101
0.886	0.093
0.956	0.086
1.027	0.080
1.097	0.075
1.165	0.070
1.239	0.066
1.309	0.063
1.380	0.060
1.450	0.057
1.521	0.054
1.591	0.052
1.662	0.049
1.732	0.047
1.803	0.046
1.874	0.044
1.975	0.040
2.076	0.036
2.177	0.033
2.279	0.030
2.380	0.027
2.481	0.025
2.582	0.023
2.684	0.021
2.785	0.020
2.886	0.019
2.987	0.017
3.089	0.016
3.190	0.015
3.291	0.014
3.392	0.013
3.494	0.013
3.595	0.012
3.696	0.011
3.797	0.011
3.899	0.010
4.000	0.010

7.10 MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA

Si esegue il calcolo della struttura della passerella mediante un modello tridimensionale ad E.F. della struttura realizzato col codice di calcolo SAP2000 prodotto da CSI-Berkley (USA) , che dispone anche di modulo post-processore per la verifica degli elementi in acciaio secondo le normative EC3-1993. Ogni elemento strutturale è stato modellato utilizzando per le *travi principali e secondarie* e per le *colonne di sostegno* esistente elementi tipo "frame", ovvero elementi monodimensionali tipo asta, definiti mediante due nodi "i" e "j" posti alle estremità e dotati di varie proprietà (sezione, orientamento nello spazio etc.) ed in particolare di una terna cartesiana locale di riferimento, destrorsa, il cui asse 1 coincide con l'asse dell'elemento. In particolare il programma distingue - in fase di modellazione - tra elementi tipo "trave" e tipo "pilastro", cui in fase post-calcolo vengono applicati i diversi criteri di verifica previsti dalla normativa utilizzata.

Nelle immagini seguenti si riporta il modello numerico messo a punto per la verifica della struttura.



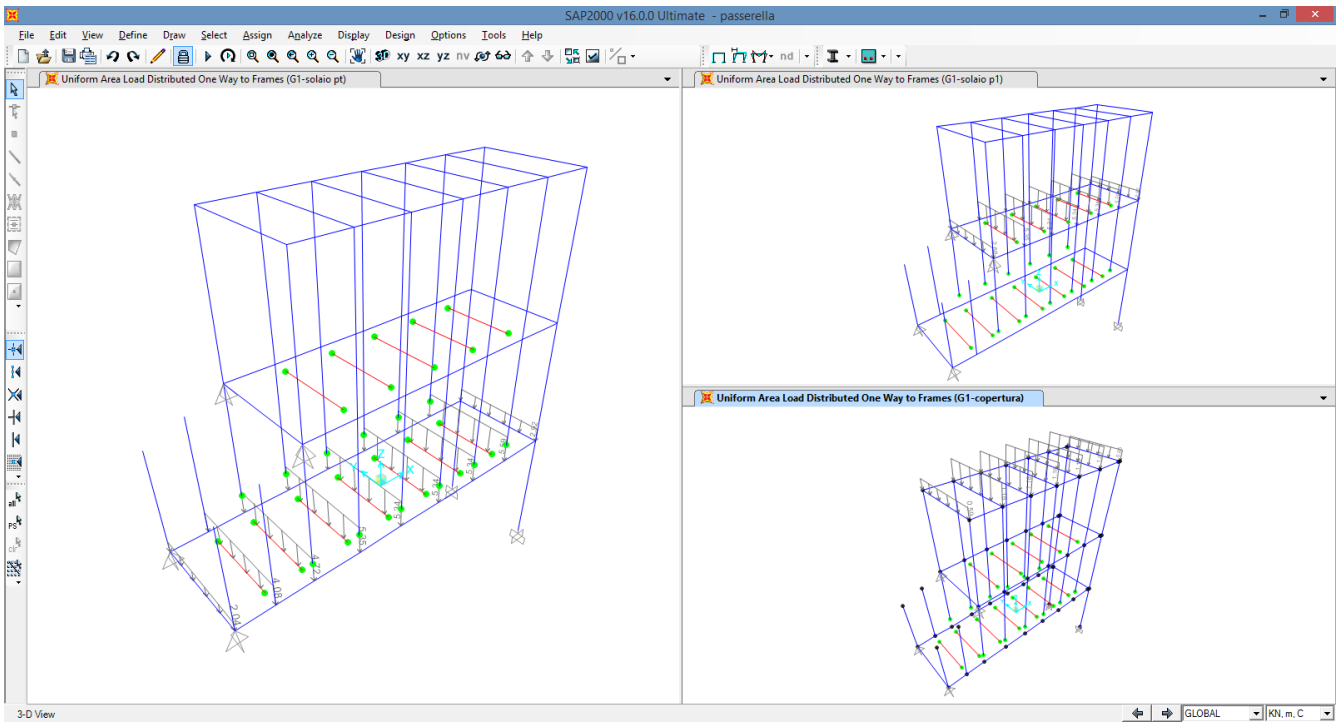


Figura 1 – Carico G1 (pesi propri solai) applicato alla struttura

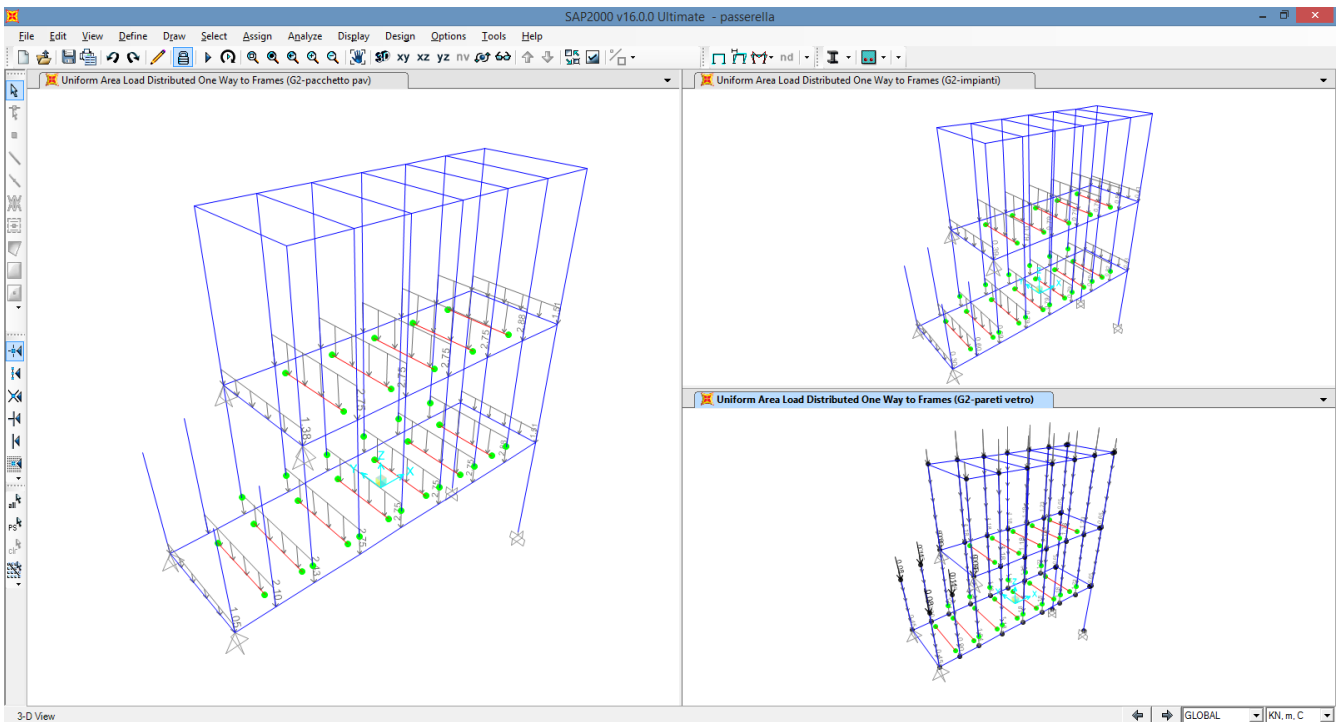


Figura 2 - Carico G2 applicato alle strutture

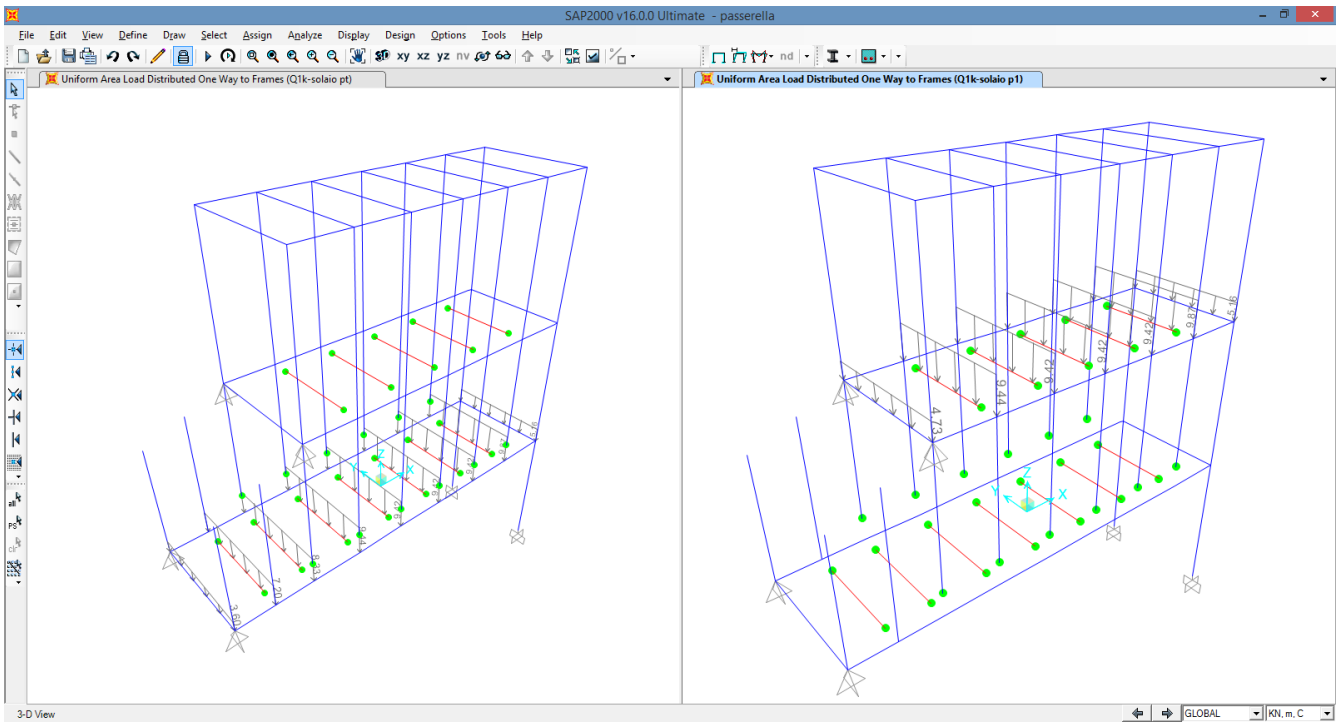


Figura 3 – Carico accidentale (6 kN/m^2) impacato piano terra e piano primo applicato sulle strutture

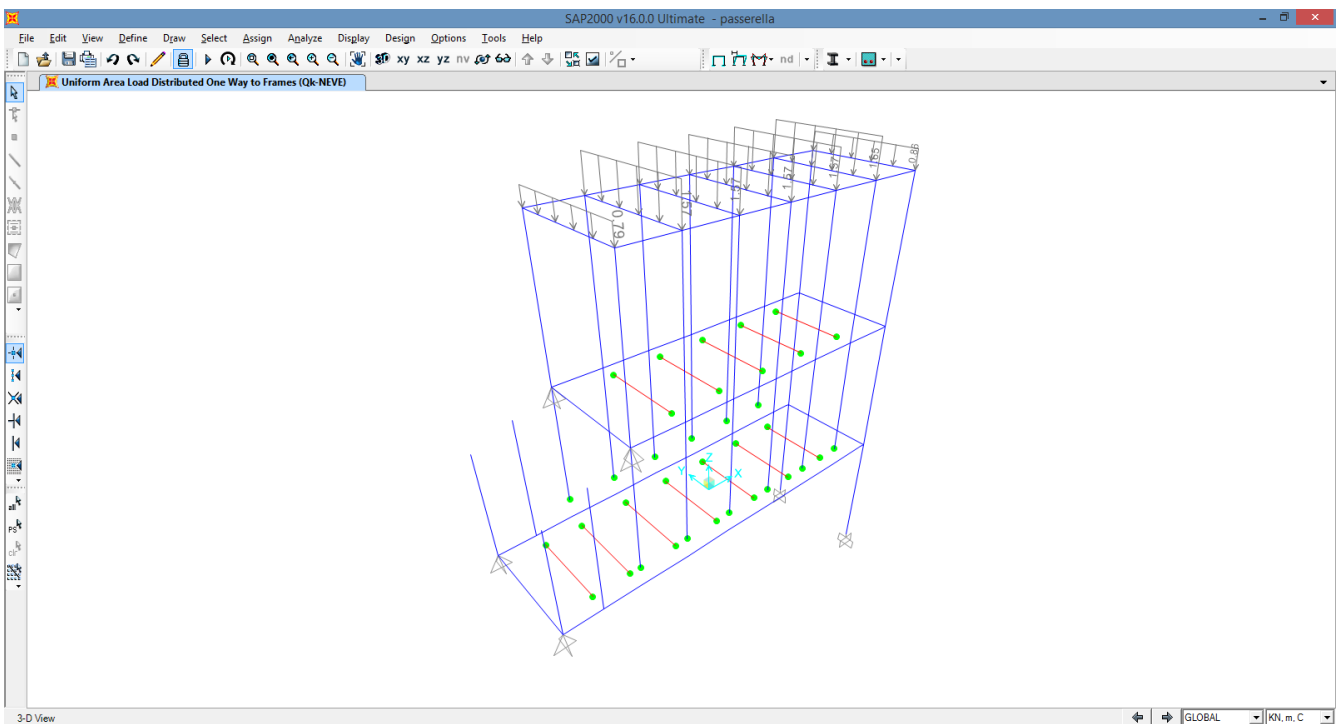


Figura 4 - Carico neve applicato sulle strutture

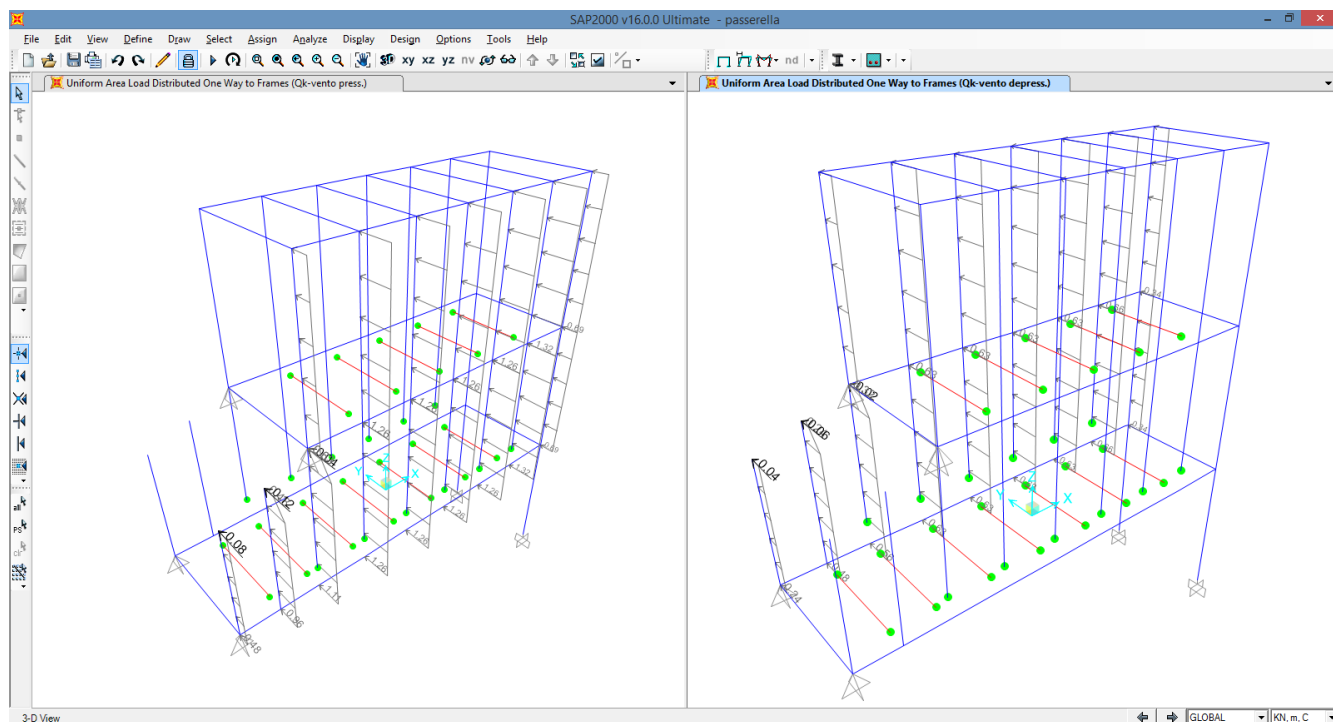


Figura 5 – Carico del vento applicato sulle strutture

7.11 CONDIZIONI DI CARICO

Le azioni applicate alla struttura sono definite in gruppi separati detti "Load Case" (CCE), che sono riportate di seguito.

TABLE: Load Case Definitions							
LoadCase	DesignType	SelfWtMult	Type	ModalCase	AutoLoad	GUID	Notes
Text	Text	Unitless	Text	Text	Text	Text	Text
DEAD	DEAD	1	LinStatic				
G1-solaio pt	SUPER DEAD	0	LinStatic				
G1-solaio p1	SUPER DEAD	0	LinStatic				
G1-copertura	SUPER DEAD	0	LinStatic				
G2-pacchetto pav	SUPER DEAD	0	LinStatic				
G2-impianti	SUPER DEAD	0	LinStatic				
G2-pareti vetro	SUPER DEAD	0	LinStatic				
Qk-neve	SNOW	0	LinStatic				
Qk-vento press.	WIND	0	LinStatic				
Qk-vento depress.	WIND	0	LinStatic				
Q1k-solaio pt	LIVE	0	LinStatic				
Q1k-solaio p1	LIVE	0	LinStatic				
SismaX-q=1.6-slv	QUAKE	0	LinRespSpec	MODAL			
SismaY-q=1.6-slv	QUAKE	0	LinRespSpec	MODAL			
SismaX-sld	QUAKE	0	LinRespSpec	MODAL			
SismaY-sld	QUAKE	0	LinRespSpec	MODAL			

7.11.1 Combinazioni di carico S.L.U e S.L.E.

Tali azioni vengono composte per ottenere le diverse "Combinazioni di carico" che per le verifiche allo stato limite ultimo e d'esercizio sono le seguenti, ottenute con i coefficienti riportati nella tabella (SLU_VERn combinazione ennesima allo stato limite ultimo per carichi verticali, SLE_n: combinazione ennesima allo stato limite di esercizio-combinazione rara, SLV_n combinazione ennesima allo stato limite di salvaguardia della vita, SLD_n combinazione allo stato limite di danno).

TABLE: Combination Definitions					
ComboName	ComboType	AutoDesign	CaseType	CaseName	ScaleFactor
Text	Text	Yes/No	Text	Text	Unitless
G1	Linear Add	No	Linear Static	DEAD	1
G1			Linear Static	G1-copertura	1
G1			Linear Static	G1-solaio p1	1
G1			Linear Static	G1-solaio pt	1
G2	Linear Add	No	Linear Static	G2-impianti	1
G2			Linear Static	G2-pacchetto pav	1
G2			Linear Static	G2-pareti vetro	1
Q1k-pp	Linear Add	No	Linear Static	Q1k-solaio p1	1
Q1k-pt	Linear Add	No	Linear Static	Q1k-solaio pt	1
Qk-neve	Linear Add	No	Linear Static	Qk-neve	1
Qk-vento	Linear Add	No	Linear Static	Qk-depress.	1
Qk-vento			Linear Static	Qk-press.	1
Carichi Verticali - SISMA	Linear Add	No	Response Combo	G1	1
Carichi Verticali - SISMA			Response Combo	G2	1
Carichi Verticali - SISMA			Response Combo	Q1k-pp	0.6
Carichi Verticali - SISMA			Response Combo	Q1k-pt	0.6
SLU_VER1	Linear Add	No	Response Combo	G1	1.3
SLU_VER1			Response Combo	G2	1.5
SLU_VER1			Response Combo	Q1k-pp	1.5
SLU_VER1			Response Combo	Q1k-pt	1.5
SLU_VER1			Response Combo	Qk-neve	1.5
SLU_VER1			Response Combo	Qk-vento	0.9
SLU_VER2	Linear Add	No	Response Combo	G1	1.3
SLU_VER2			Response Combo	G2	1.5
SLU_VER2			Response Combo	Q1k-pp	1.5
SLU_VER2			Response Combo	Q1k-pt	1.5
SLU_VER2			Response Combo	Qk-neve	0.75
SLU_VER2			Response Combo	Qk-vento	1.5
SLU_VER3	Linear Add	No	Response Combo	G1	1.3
SLU_VER3			Response Combo	G2	1.5
SLU_VER3			Response Combo	Q1k-pp	1.5
SLU_VER3			Response Combo	Q1k-pt	1.5
SLU_VER3			Response Combo	Qk-neve	1.5
SLU_VER3			Response Combo	Qk-vento	0
SLU_VER4	Linear Add	No	Response Combo	G1	1.3
SLU_VER4			Response Combo	G2	1.5
SLU_VER4			Response Combo	Q1k-pp	1.5
SLU_VER4			Response Combo	Q1k-pt	1.5
SLU_VER4			Response Combo	Qk-neve	0
SLU_VER4			Response Combo	Qk-vento	1.5
SLU_VER5	Linear Add	No	Response Combo	G1	1
SLU_VER5			Response Combo	G2	1
SLU_VER5			Response Combo	Q1k-pp	0
SLU_VER5			Response Combo	Q1k-pt	0
SLU_VER5			Response Combo	Qk-neve	0
SLU_VER5			Response Combo	Qk-vento	1.5
SLU_VER6	Linear Add	No	Response Combo	G1	1.3
SLU_VER6			Response Combo	G2	1.5
SLU_VER6			Response Combo	Q1k-pp	1.5
SLU_VER6			Response Combo	Q1k-pt	0
SLU_VER6			Response Combo	Qk-neve	1.5
SLU_VER6			Response Combo	Qk-vento	0.9
SLU_VER7	Linear Add	No	Response Combo	G1	1.3
SLU_VER7			Response Combo	G2	1.5
SLU_VER7			Response Combo	Q1k-pp	1.5
SLU_VER7			Response Combo	Q1k-pt	0
SLU_VER7			Response Combo	Qk-neve	0.75

SLU_VER7			Response Combo	Qk-vento	1.5
SLU_VER8	Linear Add	No	Response Combo	G1	1.3
SLU_VER8			Response Combo	G2	1.5
SLU_VER8			Response Combo	Q1k-pp	0
SLU_VER8			Response Combo	Q1k-pt	1.5
SLU_VER8			Response Combo	Qk-neve	1.5
SLU_VER8			Response Combo	Qk-vento	0.9
SLU_VER9	Linear Add	No	Response Combo	G1	1.3
SLU_VER9			Response Combo	G2	1.5
SLU_VER9			Response Combo	Q1k-pp	0
SLU_VER9			Response Combo	Q1k-pt	1.5
SLU_VER9			Response Combo	Qk-neve	0.75
SLU_VER9			Response Combo	Qk-vento	1.5
SLV_1	Linear Add	No	Response Combo	Carichi Verticali - SISMA	1
SLV_1			Response Spectrum	SISMAX-q=1.6-slv	1
SLV_1			Response Spectrum	SISMAY-q=1.6-slv	0.3
SLV_2	Linear Add	No	Response Combo	Carichi Verticali - SISMA	1
SLV_2			Response Spectrum	SISMAX-q=1.6-slv	-1
SLV_2			Response Spectrum	SISMAY-q=1.6-slv	0.3
SLV_3	Linear Add	No	Response Combo	Carichi Verticali - SISMA	1
SLV_3			Response Spectrum	SISMAX-q=1.6-slv	1
SLV_3			Response Spectrum	SISMAY-q=1.6-slv	-0.3
SLV_4	Linear Add	No	Response Combo	Carichi Verticali - SISMA	1
SLV_4			Response Spectrum	SISMAX-q=1.6-slv	-1
SLV_4			Response Spectrum	SISMAY-q=1.6-slv	-0.3
SLV_5	Linear Add	No	Response Combo	Carichi Verticali - SISMA	1
SLV_5			Response Spectrum	SISMAX-q=1.6-slv	0.3
SLV_5			Response Spectrum	SISMAY-q=1.6-slv	1
SLV_6	Linear Add	No	Response Combo	Carichi Verticali - SISMA	1
SLV_6			Response Spectrum	SISMAX-q=1.6-slv	0.3
SLV_6			Response Spectrum	SISMAY-q=1.6-slv	-1
SLV_7	Linear Add	No	Response Combo	Carichi Verticali - SISMA	1
SLV_7			Response Spectrum	SISMAX-q=1.6-slv	0.3
SLV_7			Response Spectrum	SISMAY-q=1.6-slv	-1
SLV_8	Linear Add	No	Response Combo	Carichi Verticali - SISMA	1
SLV_8			Response Spectrum	SISMAX-q=1.6-slv	-0.3
SLV_8			Response Spectrum	SISMAY-q=1.6-slv	-1
SLE_1	Linear Add	No	Response Combo	G1	1
SLE_1			Response Combo	G2	1
SLE_1			Response Combo	Q1k-pp	1
SLE_1			Response Combo	Q1k-pt	1
SLE_1			Response Combo	Qk-neve	1
SLE_1			Response Combo	Qk-vento	0.6
SLE_2	Linear Add	No	Response Combo	G1	1
SLE_2			Response Combo	G2	1
SLE_2			Response Combo	Q1k-pp	1
SLE_2			Response Combo	Q1k-pt	1
SLE_2			Response Combo	Qk-neve	0.5
SLE_2			Response Combo	Qk-vento	1
SLE_3	Linear Add	No	Response Combo	G1	1
SLE_3			Response Combo	G2	1
SLE_3			Response Combo	Q1k-pp	1
SLE_3			Response Combo	Q1k-pt	1
SLE_3			Response Combo	Qk-neve	1
SLE_3			Response Combo	Qk-vento	0
SLE_4	Linear Add	No	Response Combo	G1	1
SLE_4			Response Combo	G2	1
SLE_4			Response Combo	Q1k-pp	1
SLE_4			Response Combo	Q1k-pt	1
SLE_4			Response Combo	Qk-neve	0
SLE_4			Response Combo	Qk-vento	1
SLE_5	Linear Add	No	Response Combo	G1	1
SLE_5			Response Combo	G2	1
SLE_5			Response Combo	Q1k-pp	0
SLE_5			Response Combo	Q1k-pt	0
SLE_5			Response Combo	Qk-neve	0
SLE_5			Response Combo	Qk-vento	1
SLE_6	Linear Add	No	Response Combo	G1	1
SLE_6			Response Combo	G2	1
SLE_6			Response Combo	Q1k-pp	1
SLE_6			Response Combo	Q1k-pt	0
SLE_6			Response Combo	Qk-neve	1

SLE_6			Response Combo	Qk-vento	0.6
SLE_7	Linear Add	No	Response Combo	G1	1
SLE_7			Response Combo	G2	1
SLE_7			Response Combo	Q1k-pp	1
SLE_7			Response Combo	Q1k-pt	0
SLE_7			Response Combo	Qk-neve	0.5
SLE_7			Response Combo	Qk-vento	1
SLE_8	Linear Add	No	Response Combo	G1	1
SLE_8			Response Combo	G2	1
SLE_8			Response Combo	Q1k-pp	0
SLE_8			Response Combo	Q1k-pt	1
SLE_8			Response Combo	Qk-neve	1
SLE_8			Response Combo	Qk-vento	0.6
SLE_9	Linear Add	No	Response Combo	G1	1
SLE_9			Response Combo	G2	1
SLE_9			Response Combo	Q1k-pp	0
SLE_9			Response Combo	Q1k-pt	1
SLE_9			Response Combo	Qk-neve	0.5
SLE_9			Response Combo	Qk-vento	1
SLD_1	Linear Add	No	Response Combo	Carichi Verticali - SISMA	1
SLD_1			Response Spectrum	SISMAX-sld	1
SLD_1			Response Spectrum	SISMAY-sld	0.3
SLD_2	Linear Add	No	Response Combo	Carichi Verticali - SISMA	1
SLD_2			Response Spectrum	SISMAX-sld	-1
SLD_2			Response Spectrum	SISMAY-sld	0.3
SLD_3	Linear Add	No	Response Combo	Carichi Verticali - SISMA	1
SLD_3			Response Spectrum	SISMAX-sld	1
SLD_3			Response Spectrum	SISMAY-sld	-0.3
SLD_4	Linear Add	No	Response Combo	Carichi Verticali - SISMA	1
SLD_4			Response Spectrum	SISMAX-sld	-1
SLD_4			Response Spectrum	SISMAY-sld	-0.3
SLD_5	Linear Add	No	Response Combo	Carichi Verticali - SISMA	1
SLD_5			Response Spectrum	SISMAX-sld	0.3
SLD_5			Response Spectrum	SISMAY-sld	1
SLD_6	Linear Add	No	Response Combo	Carichi Verticali - SISMA	1
SLD_6			Response Spectrum	SISMAX-sld	0.3
SLD_6			Response Spectrum	SISMAY-sld	-1
SLD_7	Linear Add	No	Response Combo	Carichi Verticali - SISMA	1
SLD_7			Response Spectrum	SISMAX-sld	-0.3
SLD_7			Response Spectrum	SISMAY-sld	1
SLD_8	Linear Add	No	Response Combo	Carichi Verticali - SISMA	1
SLD_8			Response Spectrum	SISMAX-sld	-0.3
SLD_8			Response Spectrum	SISMAY-sld	-1
inviluppoSLE	Envelope	No	Response Combo	SLE_1	1
inviluppoSLE			Response Combo	SLE_2	1
inviluppoSLE			Response Combo	SLE_3	1
inviluppoSLE			Response Combo	SLE_4	1
inviluppoSLE			Response Combo	SLE_5	1
inviluppoSLE			Response Combo	SLE_6	1
inviluppoSLE			Response Combo	SLE_7	1
inviluppoSLE			Response Combo	SLE_8	1
inviluppoSLE			Response Combo	SLE_9	1
inviluppoSLD	Envelope	No	Response Combo	SLD_1	1
inviluppoSLD			Response Combo	SLD_2	1
inviluppoSLD			Response Combo	SLD_3	1
inviluppoSLD			Response Combo	SLD_5	1
inviluppoSLD			Response Combo	SLD_4	1
inviluppoSLD			Response Combo	SLD_6	1
inviluppoSLD			Response Combo	SLD_7	1
inviluppoSLD			Response Combo	SLD_8	1
inviluppoSLU	Envelope	No	Response Combo	SLU_VER1	1
inviluppoSLU			Response Combo	SLU_VER2	1
inviluppoSLU			Response Combo	SLU_VER3	1
inviluppoSLU			Response Combo	SLU_VER4	1
inviluppoSLU			Response Combo	SLU_VER5	1
inviluppoSLU			Response Combo	SLU_VER6	1
inviluppoSLU			Response Combo	SLU_VER7	1
inviluppoSLU			Response Combo	SLU_VER8	1
inviluppoSLU			Response Combo	SLU_VER9	1
inviluppoSLV	Envelope	No	Response Combo	SLV_1	1
inviluppoSLV			Response Combo	SLV_2	1
inviluppoSLV			Response Combo	SLV_3	1

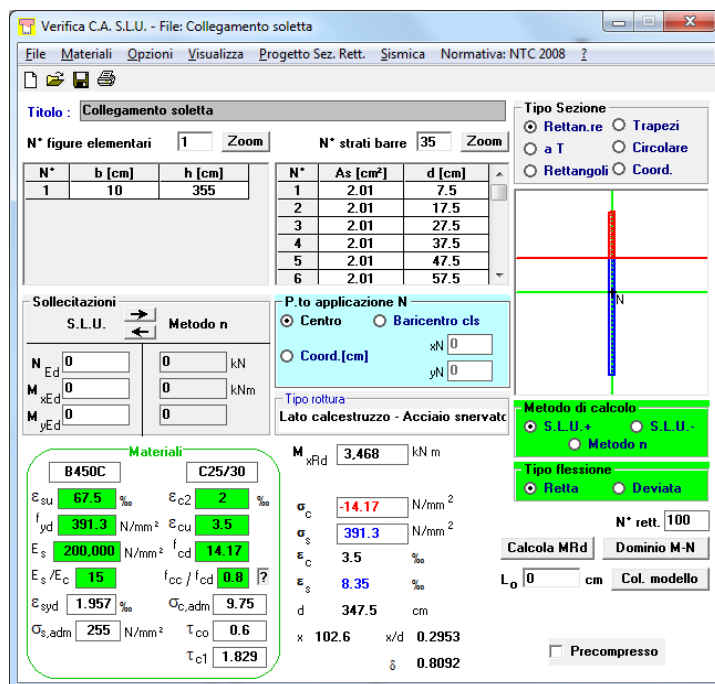


Figura 7 – Momento resistente soletta di collegamento (1Φ16/10)

Valutando il valore dell'azione tagliante all'interfaccia tra calcestruzzi gettati in tempi diversi secondo quanto indicato al punto 6.2.5 dell'EC2, si ha che il valore massimo di tensione sollecitante è pari a 0.23 N/mm² e 0.39 N/mm² rispettivamente per il collegamento al piano primo e al piano terra. Il valore resistente risulta invece pari a 3.17 N/mm² e 1.59 N/mm² rispettivamente per il collegamento al piano primo e al piano terra, e la verifica risulta quindi soddisfatta.

8 VERIFICA ALLO SLU

Di seguito si riporta la verifica delle sezioni degli elementi metallici che costituiscono la struttura della passerella. Nelle figure che seguono sono riportati i risultati delle verifiche in forma immediatamente comprensibile attraverso una mappa colorata dei rapporti PM con riferimento all'EC3-1993 par 5.5.4. Nei successivi paragrafi si riportano in dettaglio le verifiche degli elementi maggiormente sollecitati per ciascuna tipologia di sezione strutturale.

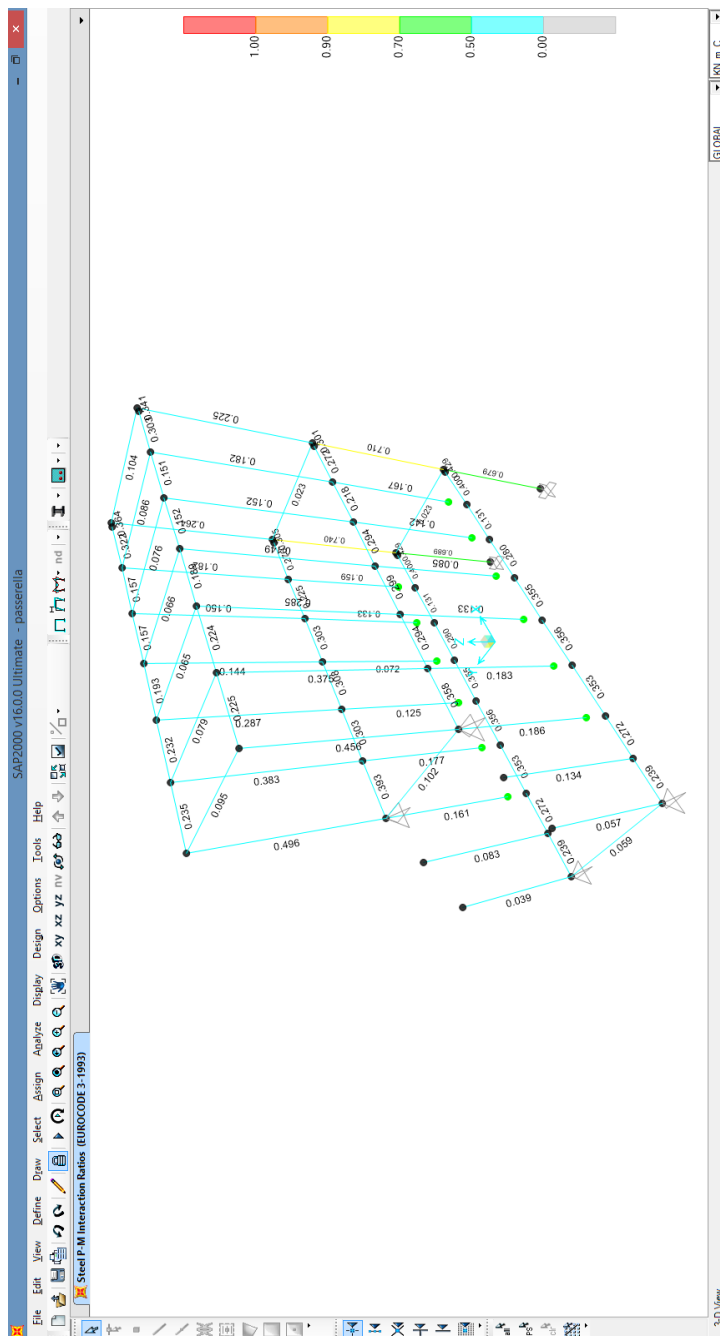
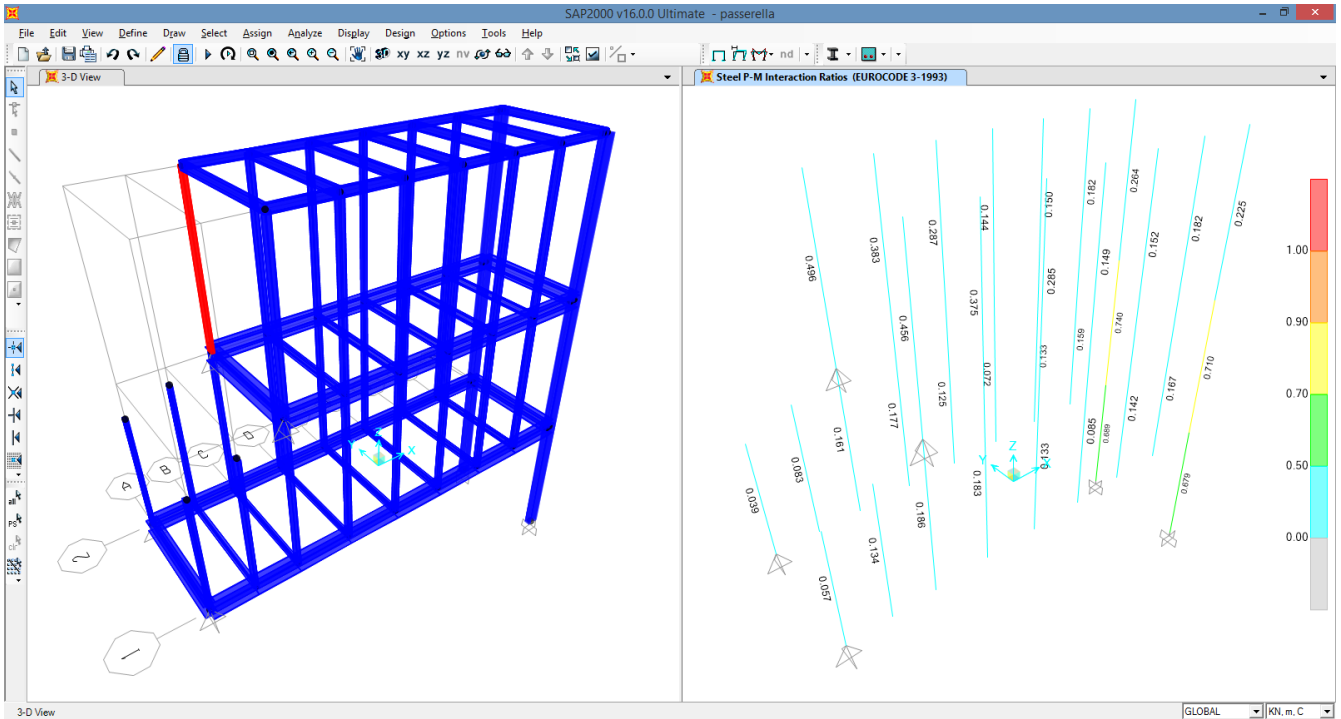


Figura 8 - Verifiche elementi metallici (rapporto PM eq. 5.5.4 Ec3-93)

8.1 VERIFICA DEI TUBOLARI 200x100x10 mm – montanti

Di seguito si riporta la verifica dei tubolari 200x100x10 mm che costituiscono i montanti della passerella metallica. Nelle figure che seguono sono riportati sia l'elemento maggiormente sollecitato (evidenziato in rosso) che le rispettive verifiche di sicurezza.



Steel Stress Check Data EUROCODE 3-1993

File Edit View Define Draw Select Assign Analyze Display Design Options Tools Help

EUROCODE 3-1993 STEEL SECTION CHECK
 Conbo : SLU_VER7
 Units : KN, m, C

Frame : 12 Design Sect: TUBO200X100X10
 X Mid : -3.925 Design Type: Column
 V Mid : 1.750 Frame Type: Moment Resisting Frame
 Z Mid : 6.750 Sect Class: Class 1
 Length : 4.500 Major Axis : 0.000 degrees counterclockwise from local 3
 Loc : 0.000 RLF : 1.000

Area : 0.006 SHmajor : 2.779E-04 rMajor : 0.070 AUMajor : 0.004
 IMajor : 2.779E-05 SHminor : 1.797E-04 rMinor : 0.040 AUMinor : 0.002
 IMinor : 0.987E-06 ZHmajor : 3.520E-04 E : 210000000.00
 Ixy : 0.000 ZHminor : 2.120E-04 Fy : 355000.000

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS

Location	P	M33	M22	U2	U3	T
0.000	-43.524	11.298	24.114	5.362	10.498	-0.074

PHM DEMAND/CAPACITY RATIO

Governing Equation (5.5.4)	Total Ratio	P Ratio	MMajor Ratio	MMinor Ratio	Ratio Limit	Status Check
	0.496	0.065	0.097	0.334	1.000	OK

AXIAL FORCE DESIGN

	Fc or Ft Force	Nc.Rd Capacity	Nt.Rd Capacity	Nb33.Rd Major	Nb22.Rd Minor
Axial	-43.524	672.989	1807.273	1266.599	672.989

MOMENT DESIGN

	M.Sd Moment	Mc.Rd Capacity	Mt.Rd Capacity	Mb.Rd Capacity
Major Moment	11.298	113.600	113.600	113.600
Minor Moment	24.114	68.418	68.418	68.418

Factor

	K Factor	L Factor	k Factor	klf Factor	C1 Factor
Major Moment	1.135	1.000	0.978	0.979	2.700
Minor Moment	1.020	1.000	0.947		

SHEAR DESIGN

	V.Sd Force	V.Rd Capacity	Stress Ratio	Status Check	Tu Torsion
Major Shear	5.362	745.307	0.007	OK	0.000
Minor Shear	10.498	372.653	0.028	OK	0.000

Figura 9 – Verifica tubolare 200x100x10 montante maggiormente sollecitato

8.2 VERIFICA DEL DOPPIO TUBOLARE 200x100x10 mm - montante esterno

Di seguito si riporta la verifica dei doppi tubolari 200x100x10 mm che costituiscono i montanti della passerella metallica. Nelle figure che seguono sono riportati sia l'elemento maggiormente sollecitato (evidenziato in rosso) che le rispettive verifiche di sicurezza.

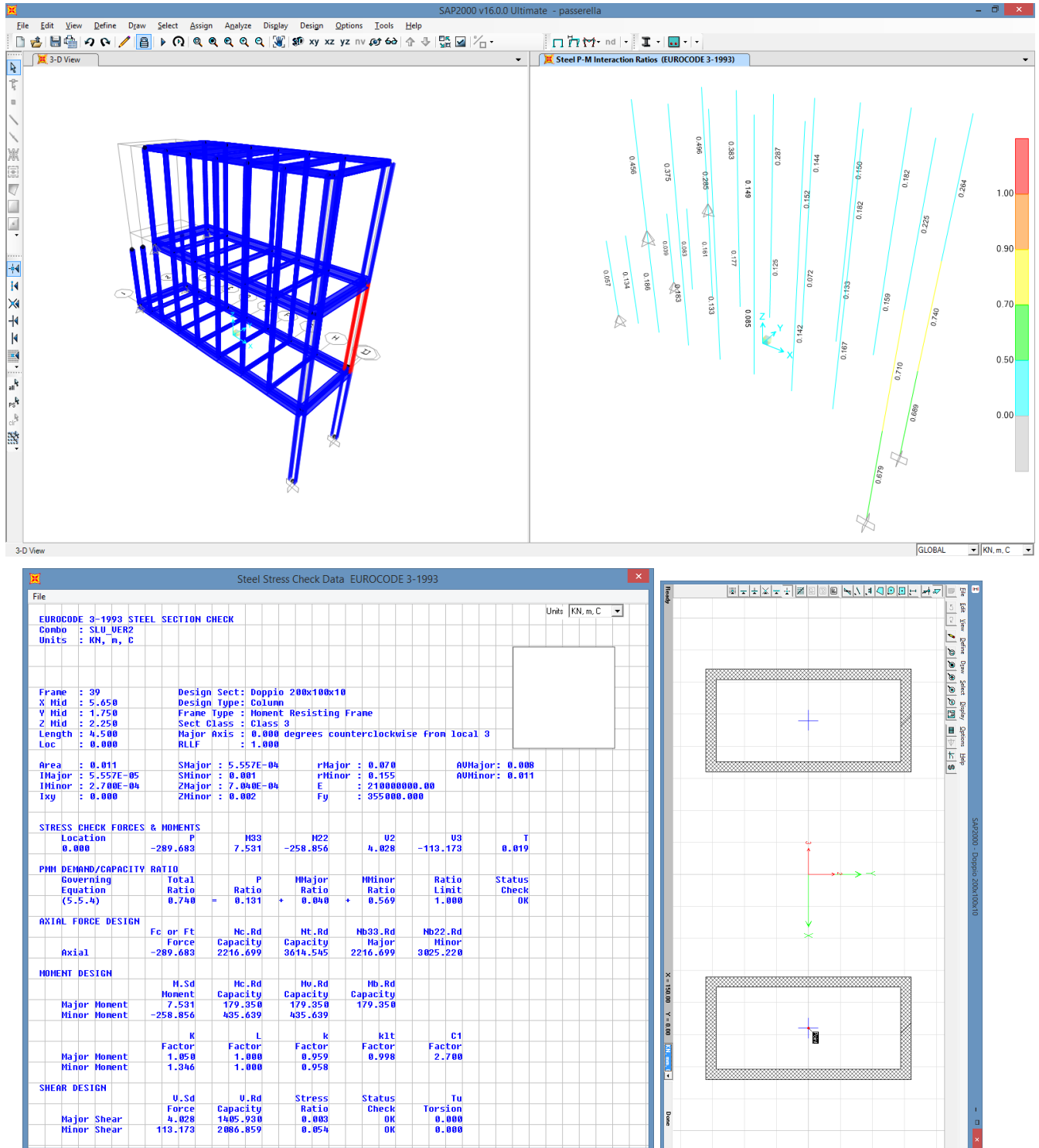
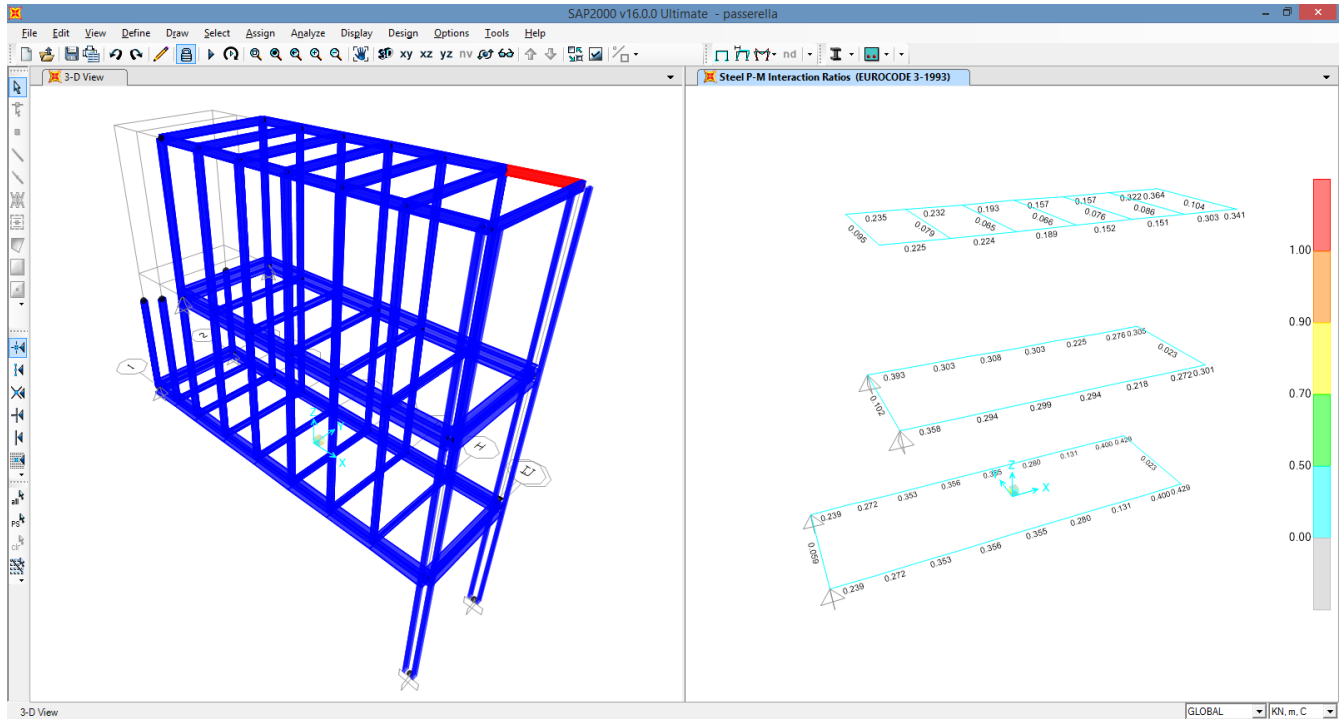


Figura 10 -Verifica doppio tubolare 200x100x10 montante maggiormente sollecitato

8.3 VERIFICA DEI TUBOLARI 200x100x10 mm – trasversi di copertura

Di seguito si riporta la verifica dei tubolari 200x100x10 mm che costituiscono i trasversi della copertura della passerella metallica. Nelle figure che seguono sono riportati sia l'elemento maggiormente sollecitato (evidenziato in rosso) che le rispettive verifiche di sicurezza.



Steel Stress Check Data EUROCODE 3-1993

File

EUROCODE 3-1993 STEEL SECTION CHECK
 Combo : SLU_VER7
 Units : KN, m, C

Frame : 76 Design Sect: TUB0200X100X10
 X Mid : 5.575 Design Type: Beam
 Y Mid : 1.750 Frame Type : Moment Resisting Frame
 Z Mid : 9.000 Sect. Class : Class 1
 Length : 0.150 Major Axis : 0.000 degrees counterclockwise from local 3
 Loc : 0.150 RLLF : 1.000

Area : 0.006 SHmajor : 2.779E-04 rMajor : 0.070 rUMajor : 0.004
 IMajor : 2.779E-05 SHminor : 1.797E-04 rMinor : 0.040 rUMinor : 0.002
 IMinor : 8.987E-06 ZHmajor : 3.520E-04 E : 210000000.00
 Ixy : 0.000 ZHminor : 2.120E-04 Fy : 355000.000

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS

Location	P	M33	M22	U2	U3	T
0.150	-22.616	-35.854	-2.289	27.599	2.483	-0.440

PMH DEMAND/CAPACITY RATIO

Governing Equation	Total Ratio	P Ratio	MMajor Ratio	MMinor Ratio	Ratio Limit	Status Check
(5.5.4)	0.364	0.014	0.317	0.034	1.000	OK

AXIAL FORCE DESIGN

	Fc or Ft Force	Nc_Rd Capacity	Nt_Rd Capacity	Nb33_Rd Major	Nb22_Rd Minor
Axial	-22.616	1633.538	1807.273	1758.264	1633.538

MOMENT DESIGN

	M_Sd Moment	Nc_Rd Capacity	Nt_Rd Capacity	Nb_Rd Capacity
Major Moment	-35.854	113.600	113.600	113.600
Minor Moment	-2.289	68.418	68.418	68.418

	K Factor	L Factor	k Factor	klT Factor	C1 Factor
Major Moment	1.000	11.467	1.000	1.000	1.000
Minor Moment	1.000	11.467	1.010	1.000	1.000

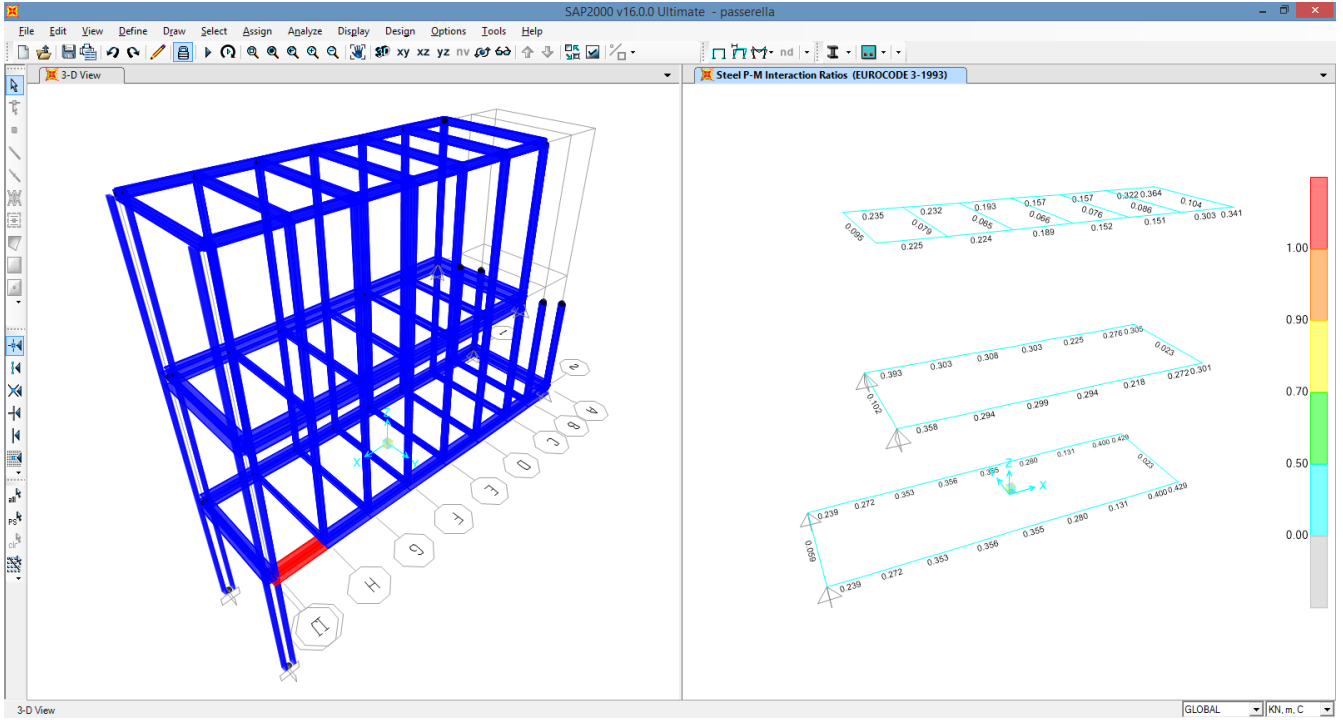
SHEAR DESIGN

	V_Sd Force	V_Rd Capacity	Stress Ratio	Status Check	Tu Torsion
Major Shear	27.599	745.307	0.037	OK	0.000
Minor Shear	2.483	372.653	0.007	OK	0.000

Figura 11 - Verifica tubolare 200x100x10 trasverso di copertura maggiormente sollecitato

8.4 VERIFICA DEGLI HE400B – travi livello pt e p1

Di seguito si riporta la verifica dei profili HE400B che costituiscono le travi principali ai livelli pt e p1 della passerella metallica. Nelle figure che seguono sono riportati sia l'elemento maggiormente sollecitato (evidenziato in rosso) che le rispettive verifiche di sicurezza.



Steel Stress Check Data EUROCODE 3-1993

EUROCODE 3-1993 STEEL SECTION CHECK
 Combo : SLU_MER1
 Units : KN, m, C

Frame : 116 Design Sect: HE400B
 X Mid : 5.575 Design Type: Beam
 Y Mid : 1.750 Frame Type : Moment Resisting Frame
 Z Mid : 0.000 Sect Class : Class 1
 Length : 0.150 Major Axis : 0.000 degrees counterclockwise from local 3
 Loc : 0.150 RLLF : 1.000

Area : 0.020 SMajor : 0.003 rMajor : 0.171 AMMajor : 0.005
 IMajor : 5.768E-04 SMInor : 7.213E-04 rMInor : 0.074 AMInor : 0.012
 IMInor : 1.082E-04 ZMajor : 0.003 E : 210000000.00
 Ixy : 0.000 ZInor : 0.001 Fy : 355000.000

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS

Location	P	H33	H22	U2	U3	T
0.150	0.000	-447.786	0.000	202.631	0.000	0.347

PHM DEMAND/CAPACITY RATIO

Governing Equation (5.5.4)	Total Ratio	P Ratio	MMajor Ratio	MInor Ratio	Ratio Limit	Status Check
	0.429	0.000	0.429	0.000	1.000	OK

AXIAL FORCE DESIGN

	Fc or Ft Force	Mc,Rd Capacity	Nt,Rd Capacity	Nb33,Rd Major	Nb22,Rd Minor
Axial	0.000	5310.714	6390.000	5310.714	6390.000

MOMENT DESIGN

	M,Sd Moment	Mc,Rd Capacity	Nu,Rd Capacity	Nb,Rd Capacity
Major Moment	-447.786	1043.055	1043.055	1043.055
Minor Moment	0.000	356.291	356.291	

	K Factor	L Factor	k Factor	k1t Factor	C1 Factor
Major Moment	1.000	63.833	1.000	1.000	1.027
Minor Moment	1.000	1.000	1.000		

SHEAR DESIGN

	U,Sd Force	U,Rd Capacity	Stress Ratio	Status Check	Tu Torsion
Major Shear	202.631	1006.164	0.201	OK	0.000
Minor Shear	0.000	2235.920	0.000	OK	0.000

Figura 12 - Verifica HE400B trave livello pt e p1 maggiormente sollecitato

8.5 VERIFICA DEGLI IPE200 – arcarecci impalcato pt e p1

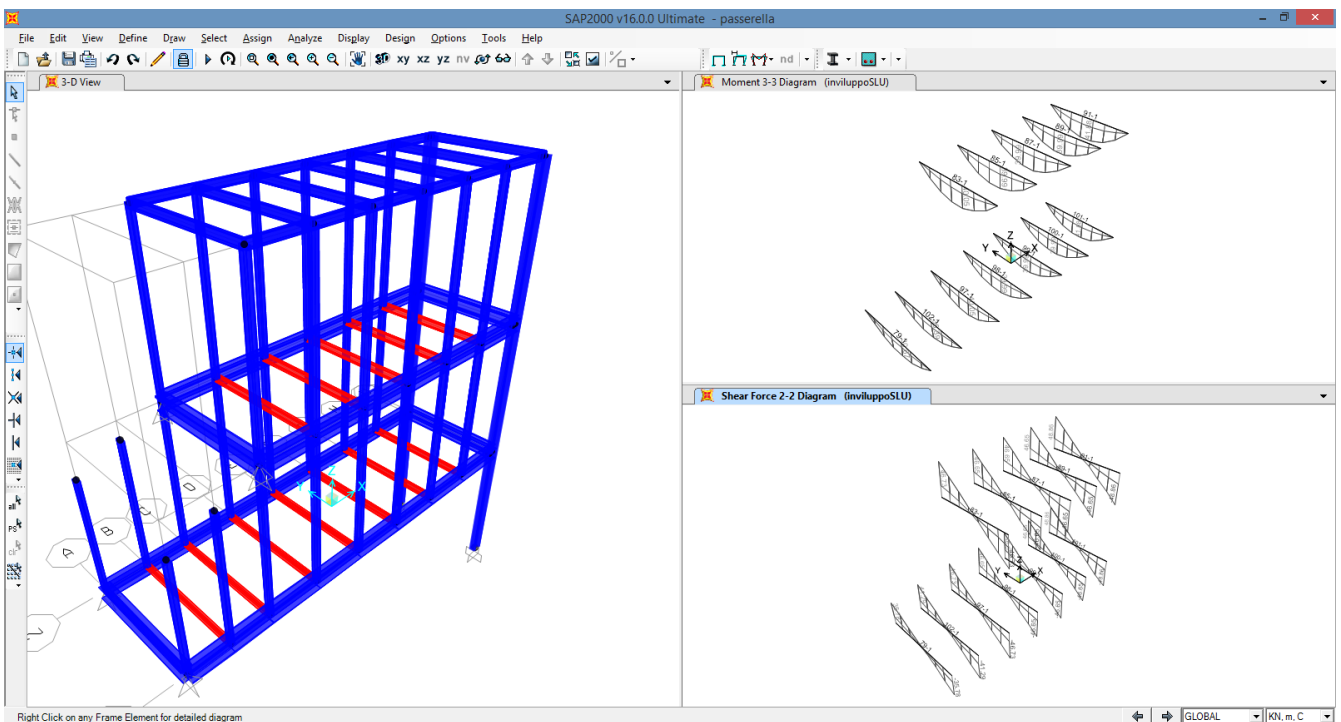
Di seguito si riporta la verifica dei profili IPE200 che costituiscono gli arcarecci d’impalcato del pt e del p1 della passerella metallica. Nelle figure che seguono sono riportati sia gli elementi oggetto di verifica (evidenziati in rosso) che le rispettive verifiche di sicurezza. La verifica dell’arcareccio è condotta considerando lo schema statico di una trave semplicemente appoggiata caricata in modo uniforme, per cui si hanno le seguenti massime sollecitazioni, sia in condizioni statiche che sismiche.

$$M_{max} = 41.88 \text{ kNm (involuppo SLU)}$$

$$M_{max} = 23.16 \text{ kNm (involuppo SLV)}$$

$$T_{max} = 48.86 \text{ kN (involuppo SLU)}$$

$$T_{max} = 27.02 \text{ kN (involuppo SLV)}$$



Doppio T Laminati - F1 per aiuto

File Tipo Profilo Collegamenti Giunto Flangiato Acciaio/Cls Normativa: NTC 2

IPE IPN HEAA HL HEA IPEA HEX UB HEB IPEO HD UC HEM IPEX HP W

Ordina per W_y l_y g

Lunghezze di libera inflessione [m]
 l_{0y} [0] l_{0z} [0]

N_{sd} [kN] [0]

designazione	g [k/g/m]	h [mm]	b [mm]	tw [mm]	tf [mm]	r1 [mm]
IPE 120	10.4	120	64	4.40	6.30	7.00
IPE 140	12.9	140	73	4.70	6.90	7.00
IPE 160	15.8	160	82	5.00	7.40	9.00
IPE 180	18.8	180	91	5.30	8.00	9.00
IPE 200	22.4	200	100	5.60	8.50	12.00
IPE 220	26.2	220	110	5.90	9.20	12.00
IPE 240	30.1	240	120	6.20	9.80	14.00

Classe Sezione: 2 3 4

Verifiche: Presso-Flessione Svergolamento

g [k/g/m]: 22.4
 h [mm]: 200
 b [mm]: 100
 tw [mm]: 5.6
 l_y [cm⁴]: 1,943
 l_z [cm⁴]: 142.4
 I_T [cm⁴]: 16.98
 tf [mm]: 8.5
 W_y [cm³]: 194.3
 W_z [cm³]: 28.47
 l_w [cm⁶]: 12,990
 r1 [mm]: 12
 W_{pl,y} [cm³]: 220.6
 W_{pl,z} [cm³]: 44.61

N_{sp,Rd} [kN] 962.9
 N_{br,Rd} [kN] 962.9
 V_{pl,Rd} [kN] 273.2
 M_{sp,Rd} [kNm] 74.58
 M_{br,Rd} [kNm] 15.08
 V_{pl,Rd} [kN] 331.8

Verifica Presso-Flessione - EC3 (edizione 1992) #5.5.4.

IPE 200 Acciaio S355 (Fe510) f_y (N/mm²) 355

N_{sd} [kN] 0

Snellezza λ	Inflessione attorno all'asse	
	y - y	z - z
3.55	42.98	127.2
N _{b,Rd} [kN]	870.1	277.2

M _Q [kNm]	Inflessione attorno all'asse	
	y - y	z - z
41.88	0	0
β _M	1.3	1.3
μ	-0.652	-1.765
k	1	1
M _{e,Rd} [kNm]	74.58	15.08
M _{sd} [kNm]	41.88	0

Resistenza della sezione: 0.315 OK ?
 Instabilità flessione-torsionale: 0.944 OK ?
 Flessione e compressione assiale - Classe 1 - EC3 #5.5.4(1)

$$\frac{N_{sd}}{N_{b,Rd,min}} + \frac{k_y M_{e,Rd}}{M_{sp,Rd}} + \frac{k_z M_{z,SD}}{M_{e2,Rd}} = 0 + 0.562 + 0 = 0.562 \text{ OK}$$

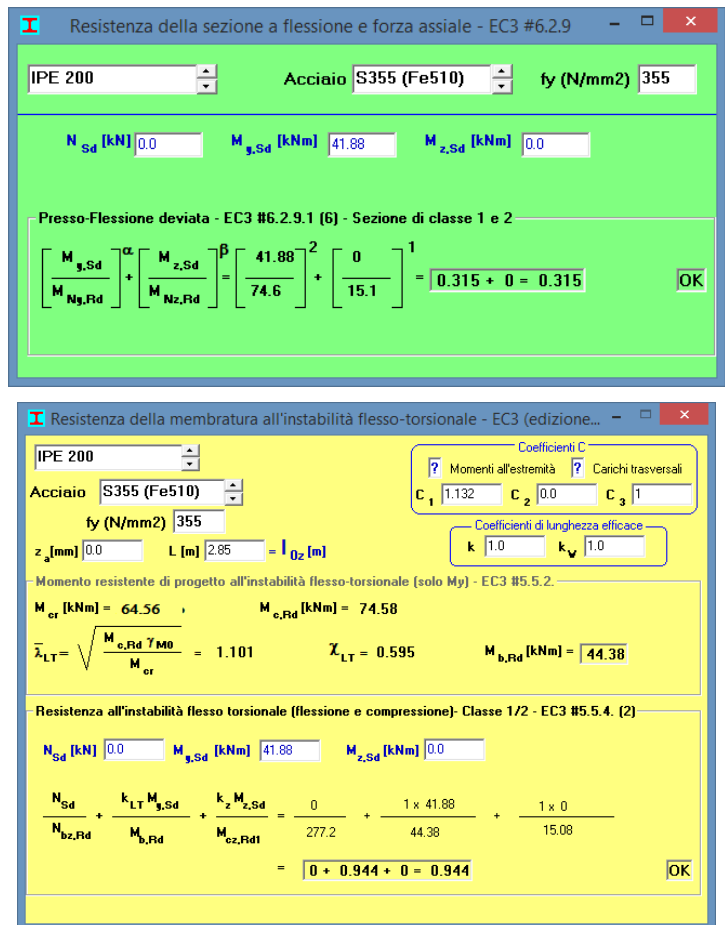


Figura 13 - Verifica IPE200 arcareccio impalcato livello pt e p1 maggiormente sollecitato

8.6 VERIFICA DELLE UNIONI

Per la verifica delle pressioni di contatto allo stato limite ultimo, si considera che le azioni trasmesse dalla struttura della nuova passerella vengano trasferite al suolo facendo affidamento esclusivamente sui

8.6.1 VERIFICA UNIONE BULLONATA DEL PROFILATO IPE200

Il collegamento degli arcarecci dell'impalcato del pt e del p1, costituiti da profilati IPE200, viene effettuato mediante un'unione bullonata a taglio. In particolare si prevede di disporre 2+2 bulloni M16 con piastre coprigiunto di spessore pari a 6 mm, in modo da effettuare il collegamento dell'anima del profilato.

La verifica della bullonatura viene condotta considerando le seguenti sollecitazioni massime allo SLU.

$$T_{\max} 48.86 \text{ kN}$$

Verifica dei bulloni

La bullonatura in questione è sollecitata da un'azione tagliante pari a 48.86 kN applicata con un'eccentricità di 30 mm. Il bullone più sollecitato è quindi sottoposto ad uno sforzo di taglio pari a $F_{v,Ed} = 48.86 \text{ kN} / 2 = 24.43 \text{ kN}$ (nel caso in esame si hanno due piani di taglio).

Applicando la relazione 4.2.58 delle NTC 2008 si ha che la resistenza di calcolo a taglio di un singolo bullone è pari a

$$F_{v,Rd} = 0.5 \cdot f_{tb} \cdot A_{res} / \gamma_{M2} = 0.5 \cdot 1000 \text{ N/mm}^2 \cdot 157 \text{ mm}^2 / 1.25 = 62800.00 \text{ N} = 62.80 \text{ kN}$$

La resistenza di calcolo a rifollamento $F_{b,Rd}$ del piatto dell'unione si determina mediante la relazione 4.2.61 delle NTC 2008.

$$F_{b,Rd} = k \cdot \alpha \cdot d \cdot t \cdot f_{tk} / \gamma_{M2} = 2.418 \cdot 0.490 \cdot 16 \text{ mm} \cdot 6 \text{ mm} \cdot 510 \text{ N/mm}^2 / 1.25 = 46418.82 \text{ N} = 46.42 \text{ kN}$$

La resistenza di calcolo a rifollamento $F_{b,Rd}$ dell'anima del profilato IPE200 si determina mediante la relazione 4.2.61 delle NTC 2008.

$$F_{b,Rd} = k \cdot \alpha \cdot d \cdot t \cdot f_{tk} / \gamma_{M2} = 2.500 \cdot 1 \cdot 16 \text{ mm} \cdot 5.6 \text{ mm} \cdot 510 \text{ N/mm}^2 / 1.25 = 91392 \text{ N} = 91.39 \text{ kN}$$

La resistenza della singola unione a taglio è pari al minimo tra $F_{v,Rd}$ e $F_{b,Rd}$ e risulta superiore al massimo valore sollecitante e quindi la **verifica è soddisfatta**.

Verifica delle piastre di coprigiunto

Le piastre coprigiunto dell'anima della trave sono costituiti da piatti di spessore 6 mm di acciaio S355. La sezione resistente dei coprigiunti, è costituita da una sezione rettangolare di altezza 110 mm e base 6 mm, soggetta ad uno sforzo di taglio pari a 24.430 kN.

$$\sigma_{x,Ed} = 0.00 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{z,Ed} = 0.00 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{Ed} = \frac{24.430 \text{ kN}}{110 \text{ mm} \cdot 6 \text{ mm}} = 37.02 \text{ N/mm}^2$$

Per la verifica occorre che

$$\sigma_{x,Ed}^2 + \sigma_{z,Ed}^2 - \sigma_{z,Ed} \cdot \sigma_{x,Ed} + 3 \cdot \tau_{sd}^2 \leq \left(\frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} \right)^2 \implies \text{verifica soddisfatta}$$

8.6.2 VERIFICA UNIONE BULLONATA DEL PROFILATO HE400B

Il collegamento fra le travi HE400B all'impalcato del pt e del p1, viene effettuato mediante un'unione bullonata. In particolare si prevede di disporre 15+15 bulloni M16 con piastre coprigiunto di spessore pari a 10 mm, in modo da effettuare il collegamento dell'anima del profilato.

La verifica della bullonatura viene condotta considerando le seguenti sollecitazioni massime allo SLU.

$$T_{\max} 37.21 \text{ kN} \quad M_{\max} 23.82 \text{ kNm}$$

Verifica dei bulloni

La bullonatura in questione è sollecitata da un'azione tagliante pari a 37.21 kN applicata con un'eccentricità di 90 mm e ad un'azione flettente pari a 23.82 kNm. Il bullone più sollecitato è quindi sottoposto ad uno sforzo di taglio pari a $F_v = 27.79 \text{ kN} / 2 = 13.90 \text{ kN}$ (nel caso in esame si hanno due piani di taglio).

Applicando la relazione 4.2.58 delle NTC 2008 si ha che la resistenza di calcolo a taglio di un singolo bullone è pari a

$$F_{v,Rd} = 0.5 \cdot f_{tb} \cdot A_{res} / \gamma_{M2} = 0.5 \cdot 1000 \text{ N/mm}^2 \cdot 157 \text{ mm}^2 / 1.25 = 62800.00 \text{ N} = 62.80 \text{ kN}$$

La resistenza di calcolo a rifollamento $F_{b,Rd}$ del piatto dell'unione si determina mediante la relazione 4.2.61 delle NTC 2008.

$$F_{b,Rd} = k \cdot \alpha \cdot d \cdot t \cdot f_{tk} / \gamma_{M2} = 2.500 \cdot 0.588 \cdot 16 \text{ mm} \cdot 10 \text{ mm} \cdot 510 \text{ N/mm}^2 / 1.25 = 96000.00 \text{ N} = 96.00 \text{ kN}$$

La resistenza di calcolo a rifollamento $F_{b,Rd}$ dell'anima del profilato HE400B si determina mediante la relazione 4.2.61 delle NTC 2008.

$$F_{b,Rd} = k \cdot \alpha \cdot d \cdot t \cdot f_{tk} / \gamma_{M2} = 2.500 \cdot 1 \cdot 16 \text{ mm} \cdot 13.5 \text{ mm} \cdot 510 \text{ N/mm}^2 / 1.25 = 220320.00 \text{ N} = 220.32 \text{ kN}$$

La resistenza della singola unione a taglio è pari al minimo tra $F_{v,Rd}$ e $F_{b,Rd}$ e risulta superiore al massimo valore sollecitante e quindi la **verifica è soddisfatta**.

Verifica delle piastre di coprigiunto

Le piastre coprigiunto dell'anima della trave sono costituiti da piatti di spessore 10 mm di acciaio S355. La sezione resistente dei coprigiunti, è costituita da una sezione rettangolare di altezza 300 mm e base 10 mm, soggetta ad uno sforzo di taglio pari a 17.140 kN e un momento flettente pari a 11.91 kNm.

$$\sigma_{x,Ed} = \frac{11.91 \text{ kNm}}{\frac{10 \text{ mm} \cdot 300^2 \text{ mm}^2}{6}} = 79.40 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{z,Ed} = 0.00 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{Ed} = \frac{17.140 \text{ kN}}{300 \text{ mm} \cdot 10 \text{ mm}} = 5.71 \text{ N/mm}^2$$

Per la verifica occorre che

$$\sigma_{x,Ed}^2 + \sigma_{z,Ed}^2 - \sigma_{z,Ed} \cdot \sigma_{x,Ed} + 3 \cdot \tau_{sd}^2 \leq \left(\frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} \right)^2 \implies \text{verifica soddisfatta}$$

8.6.3 VERIFICA UNIONE BULLONATA DEI MONTANTI TUBOLARE 200x100x10

Il collegamento dei montanti tubolari 200x100x10 alle ali delle travi HE400B all'impalcato del pt e del p1, viene effettuato mediante un'unione bullonata. In particolare si prevede di disporre una piastra di dimensione quadrata spessa 15 mm di lato 300 mm bullonata con 4 bulloni M20 alle ali dell'HE400B.

La verifica della bullonatura viene condotta considerando la configurazione maggiormente gravosa delle sollecitazioni secondo l'involuppo SLU-SLV:

$$N_{(\text{compressione})} 0.00 \text{ kN} \quad M_Y 24.55 \text{ kNm} \quad M_X 11.30 \text{ kNm}$$

$$T_{Y,\max} 6.60 \text{ kN} \quad T_{X,\max} 10.69 \text{ kN}$$

$$N_{(\text{trazione})} 10.90 \text{ kN} \quad M_Y 9.78 \text{ kNm} \quad M_X 8.06 \text{ kNm}$$

$$T_{Y,\max} 6.09 \text{ kN} \quad T_{X,\max} 2.17 \text{ kN}$$

Applicando la relazione 4.2.58 delle NTC 2008 si ha che la resistenza di calcolo a taglio di un singolo bullone è pari a

$$F_{v,Rd} = 0.5 \cdot f_{tb} \cdot A_{res} / \gamma_{M2} = 0.5 \cdot 1000 \text{ N/mm}^2 \cdot 245 \text{ mm}^2 / 1.25 = 98000.00 \text{ N} = 98.00 \text{ kN}$$

La resistenza di calcolo a rifollamento $F_{b,Rd}$ del piatto dell'unione si determina mediante la relazione 4.2.61 delle NTC 2008.

$$F_{b,Rd} = k \cdot \alpha \cdot d \cdot t \cdot f_{tk} / \gamma_{M2} = 2.500 \cdot 0.794 \cdot 20 \text{ mm} \cdot 15 \text{ mm} \cdot 510 \text{ N/mm}^2 / 1.25 = 242857.14 \text{ N} = 242.86 \text{ kN}$$

La resistenza di calcolo a rifollamento $F_{b,Rd}$ delle ali del profilato HE400B si determina mediante la relazione 4.2.61 delle NTC 2008.

$$F_{b,Rd} = k \cdot \alpha \cdot d \cdot t \cdot f_{tk} / \gamma_{M2} = 2.500 \cdot 0.794 \cdot 20 \text{ mm} \cdot 24 \text{ mm} \cdot 510 \text{ N/mm}^2 / 1.25 = 388571.43 \text{ N} = 388.57 \text{ kN}$$

La resistenza della singola unione a taglio è pari al minimo tra $F_{v,Rd}$ e $F_{b,Rd}$.

Applicando la relazione 4.2.62 delle NTC 2008 si ha che la resistenza di calcolo a trazione di un singolo bullone è pari a

$$F_{t,Rd} = 0.9 \cdot f_{tb} \cdot A_{res} / \gamma_{M2} = 0.9 \cdot 1000 \text{ N/mm}^2 \cdot 245 \text{ mm}^2 / 1.25 = 176400.00 \text{ N} = 176.40 \text{ kN}$$

Poiché nelle unioni bullonate soggette a trazione è necessario verificare la piastra a punzonamento, applicando la relazione 4.2.64 delle NTC 2008 si ha che la resistenza a punzonamento del piatto collegato è pari a

$$B_{p,Rd} = 0.6 \cdot \pi \cdot d_m \cdot t_p \cdot f_{tk} / \gamma_{M2} = 0.6 \cdot \pi \cdot 20\text{mm} \cdot 15\text{mm} \cdot 510\text{ N/mm}^2 / 1.25 = 230718.56\text{ N} = 230.72\text{ kN}$$

La resistenza della singola unione a trazione è pari al minimo tra $F_{t,Rd}$ e $B_{p,Rd}$.

Nel caso in esame si ha la presenza combinata di trazione e taglio per cui la verifica è soddisfatta verificando la relazione 4.2.65 delle NTC 2008:

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1.4 \cdot F_{t,Rd}} \leq 1 \quad \text{con la limitazione che} \quad \frac{F_{t,Ed}}{F_{t,Rd}} \leq 1$$

$$\frac{3.14\text{ kN}}{98\text{ kN}} + \frac{55.37\text{ kN}}{1.4 \cdot 176.40\text{ kN}} \leq 1 \quad \Longrightarrow \quad \text{verifica soddisfatta}$$

8.6.4 VERIFICA UNIONE BULLONATA DEI MONTANTI DOPPIOTUBOLARE 200x100x10

Il collegamento dei montanti tubolari 200x100x10 alle ali delle travi HE400B all'impalcato del pt e del p1, viene effettuato mediante un unione bullonata. In particolare si prevede di disporre una piastra di dimensione quadrata spessa 15 mm di lato 300 mm bullonata con 4 bulloni M20 alle ali dell'HE400B.

La verifica della bullonatura viene condotta considerando la configurazione maggiormente gravosa delle sollecitazioni secondo l'involuppo SLU-SLV:

$$N_{(\text{compressione})} 112.91\text{ kN} \quad M_Y 260.09\text{ kNm} \quad M_X 7.55\text{ kNm}$$

$$T_{Y,\text{max}} 4.04\text{ kN} \quad T_{X,\text{max}} 114.23\text{ kN}$$

Applicando la relazione 4.2.58 delle NTC 2008 si ha che la resistenza di calcolo a taglio di un singolo bullone è pari a

$$F_{v,Rd} = 0.5 \cdot f_{tb} \cdot A_{res} / \gamma_{M2} = 0.5 \cdot 1000\text{ N/mm}^2 \cdot 245\text{ mm}^2 / 1.25 = 98000.00\text{ N} = 98.00\text{ kN}$$

La resistenza di calcolo a rifollamento $F_{b,Rd}$ del piatto dell'unione si determina mediante la relazione 4.2.61 delle NTC 2008.

$$F_{b,Rd} = k \cdot \alpha \cdot d \cdot t \cdot f_{tk} / \gamma_{M2} = 2.500 \cdot 0.794 \cdot 20\text{mm} \cdot 15\text{mm} \cdot 510\text{ N/mm}^2 / 1.25 = 242857.14\text{ N} = 242.86\text{ kN}$$

La resistenza di calcolo a rifollamento $F_{b,Rd}$ delle ali del profilato HE400B si determina mediante la relazione 4.2.61 delle NTC 2008.

$$F_{b,Rd} = k \cdot \alpha \cdot d \cdot t \cdot f_{tk} / \gamma_{M2} = 2.500 \cdot 0.794 \cdot 20\text{mm} \cdot 24\text{mm} \cdot 510\text{ N/mm}^2 / 1.25 = 388571.43\text{ N} = 388.57\text{ kN}$$

La resistenza della singola unione a taglio è pari al minimo tra $F_{v,Rd}$ e $F_{b,Rd}$.

Applicando la relazione 4.2.62 delle NTC 2008 si ha che la resistenza di calcolo a trazione di un singolo bullone è pari a

$$F_{t,Rd} = 0.9 \cdot f_{tb} \cdot A_{res} / \gamma_{M2} = 0.9 \cdot 1000\text{ N/mm}^2 \cdot 245\text{ mm}^2 / 1.25 = 176400.00\text{ N} = 176.40\text{ kN}$$

Poiché nelle unioni bullonate soggette a trazione è necessario verificare la piastra a punzonamento, applicando la relazione 4.2.64 delle NTC 2008 si ha che la resistenza a punzonamento del piatto collegato è pari a

$$B_{p,Rd} = 0.6 \cdot \pi \cdot d_m \cdot t_p \cdot f_{tk} / \gamma_{M2} = 0.6 \cdot \pi \cdot 20\text{mm} \cdot 15\text{mm} \cdot 510\text{N/mm}^2 / 1.25 = 230718.56\text{N} = 230.72\text{kN}$$

La resistenza della singola unione a trazione è pari al minimo tra $F_{t,Rd}$ e $B_{p,Rd}$.

Nel caso in esame si ha la presenza combinata di trazione e taglio per cui la verifica è soddisfatta verificando la relazione 4.2.65 delle NTC 2008:

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1.4 \cdot F_{t,Rd}} \leq 1 \quad \text{con la limitazione che} \quad \frac{F_{t,Ed}}{F_{t,Rd}} \leq 1$$

$$\frac{14.29\text{kN}}{98\text{kN}} + \frac{141.88\text{kN}}{1.4 \cdot 176.40\text{kN}} \leq 1 \quad \Longrightarrow \quad \text{verifica soddisfatta}$$

8.6.5 VERIFICA UNIONE BULLONATA MENSOLA AL LIVELLO P1

Il collegamento della nuova mensola per l'aggancio alla struttura già realizzata dell'ampliamento del museo, viene effettuato mediante un'unione bullonata, costituita da 10+10 bulloni M24. In particolare si prevede di disporre una piastra di dimensione quadrata spessa 15 mm di lato 300 mm bullonata con 4 bulloni M20 alle ali dell'HE400B.

La verifica della bullonatura viene condotta considerando la massima reazione di appoggio verticale allo SLU pari a 236.80 kN applicata con un'eccentricità pari a 485 mm.

In particolare, vista la geometria della piastra di fissaggio, si considera che l'intera azione flettente che si genera per effetto dell'eccentricità sia assorbita dai 6+6 bulloni M24 disposti sulla porzione di piastra inclinata, mentre l'azione tagliante sia assorbita interamente dai 4+4 bulloni M24 rimanenti. Abbiamo quindi che l'azione di trazione nel bullone più sollecitato risulta pari a $F_{t,Ed} = 44.91\text{ kN}$, mentre l'azione di taglio nel bullone più sollecitato risulta pari a $F_{v,Ed} = 29.60\text{ kN}$

Applicando la relazione 4.2.58 delle NTC 2008 si ha che la resistenza di calcolo a taglio di un singolo bullone è pari a

$$F_{v,Rd} = 0.5 \cdot f_{tb} \cdot A_{res} / \gamma_{M2} = 0.5 \cdot 1000\text{N/mm}^2 \cdot 353\text{mm}^2 / 1.25 = 141200.00\text{N} = 141.20\text{kN}$$

La resistenza di calcolo a rifollamento $F_{b,Rd}$ del piatto dell'unione si determina mediante la relazione 4.2.61 delle NTC 2008.

$$F_{b,Rd} = k \cdot \alpha \cdot d \cdot t \cdot f_{tk} / \gamma_{M2} = 2.500 \cdot 0.654 \cdot 24\text{mm} \cdot 30\text{mm} \cdot 510\text{N/mm}^2 / 1.25 = 480000.00\text{N} = 480.00\text{kN}$$

La resistenza della singola unione a taglio è pari al minimo tra $F_{v,Rd}$ e $F_{b,Rd}$, e risulta superiore al massimo valore sollecitante e quindi la **verifica è soddisfatta**.

Applicando la relazione 4.2.62 delle NTC 2008 si ha che la resistenza di calcolo a trazione di un singolo bullone è pari a

$$F_{t,Rd} = 0.9 \cdot f_{tb} \cdot A_{res} / \gamma_{M2} = 0.9 \cdot 1000 \text{ N/mm}^2 \cdot 353 \text{ mm}^2 / 1.25 = 254160.00 \text{ N} = 254.16 \text{ kN}$$

Poiché nelle unioni bullonate soggette a trazione è necessario verificare la piastra a punzonamento, applicando la relazione 4.2.64 delle NTC 2008 si ha che la resistenza a punzonamento del piatto collegato è pari a

$$B_{p,Rd} = 0.6 \cdot \pi \cdot d_m \cdot t_p \cdot f_{tk} / \gamma_{M2} = 0.6 \cdot \pi \cdot 24 \text{ mm} \cdot 30 \text{ mm} \cdot 510 \text{ N/mm}^2 / 1.25 = 553724.55 \text{ N} = 553.72 \text{ kN}$$

La resistenza della singola unione a trazione è pari al minimo tra $F_{t,Rd}$ e $B_{p,Rd}$, e risulta superiore al massimo valore sollecitante e quindi la **verifica è soddisfatta**.

8.7 VERIFICA DELLA FONDAZIONE

8.7.1 VERIFICA DELLA PRESSIONE DI CONTATTO

Per la verifica delle pressioni di contatto allo stato limite ultimo, si considera che le azioni trasmesse dalla struttura della nuova passerella vengano trasferite al suolo facendo affidamento esclusivamente sui due allargamenti laterali della trave di fondazione esistente. La sezione di verifica per il calcolo delle pressioni di contatto risulta quella costituita da 2 aree rettangolari (parallele lungo il lato lungo) con dimensioni pari a 70 cm x 600 cm posti a una distanza di 140 cm l'una dall'altra. Si riportano in seguito le sollecitazioni massime allo stato limite ultimo, sia in condizione statica (SLU) sia in condizione sismica (SLV), e le rispettive pressioni di contatto, che risultano inferiori al valore limite indicato nel paragrafo 6.1.

TABLE: pressioni di contatto SLU

N	M	N _{TOT}	e _{tot}	nocciolo inerzia	J _{TOT}	A _{TOT}	σ _{max}	σ _{min}
KN	KN-m	KN	cm	cm	cm ⁴	cm ²	N/cm ²	N/cm ²
1030.37	-182.75	1521.77	13.24	81.67	960400000	84000	21.05	15.18

TABLE: pressioni di contatto SLV

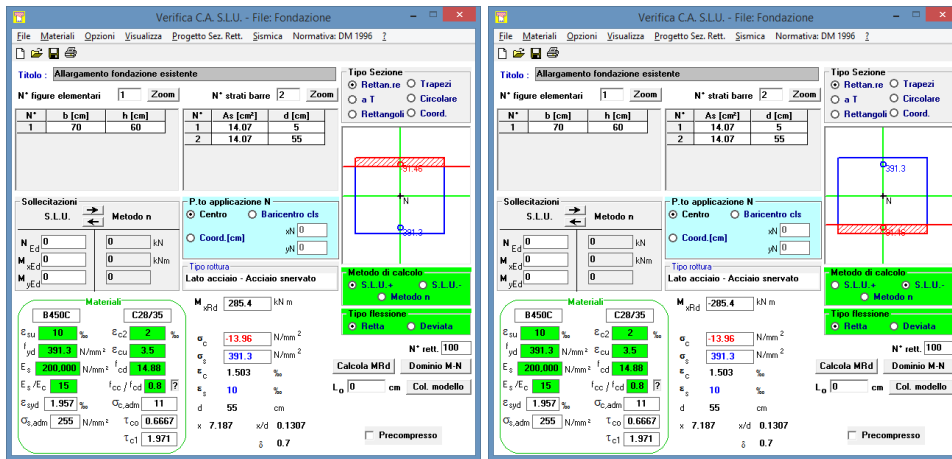
N	M	N _{TOT}	e _{tot}	nocciolo inerzia	J _{TOT}	A _{TOT}	σ _{max}	σ _{min}
KN	KN-m	KN	cm	cm	cm ⁴	cm ²	N/cm ²	N/cm ²
654.02	-100.16	1032.02	23.47	81.67	960400000	84000	15.82	8.76

8.7.2 VERIFICA DELLA SEZIONE IN C.A.

Per la verifica della sezione in c.a. degli allargamenti laterali della trave di fondazione esistente si considera, a favore della sicurezza, lo schema statico di una trave semplicemente appoggiata di luce L pari a 3.55 m, caricata uniformemente dalle pressioni di contatto sul terreno. Le sollecitazioni massime risultano le seguenti:

$$M_{\max} 199.76 \text{ kNm} \qquad T_{\max} 225.08 \text{ kN}$$

Poiché il momento resistente risulta pari a $\pm 285.40 \text{ kNm}$, superiore al valore sollecitante, la verifica risulta soddisfatta. Il taglio resistente risulta pari a $\pm 328.60 \text{ kN}$ (staffe F12 / 20 cm), superiore al valore sollecitante, e quindi anche la verifica a taglio risulta soddisfatta.



9 VERIFICA ALLO SLE

9.1 VERIFICA DI DEFORMABILITA'

Per la verifica di deformabilità si verifica che:

$$\frac{\delta_{\max}}{L} \leq \frac{1}{250} \quad \text{e} \quad \frac{\delta_2}{L} \leq \frac{1}{300}$$

dove

L 9926 mm / 12164 mm

δ_c monta iniziale della trave ($\delta_c = 0,00$ mm)

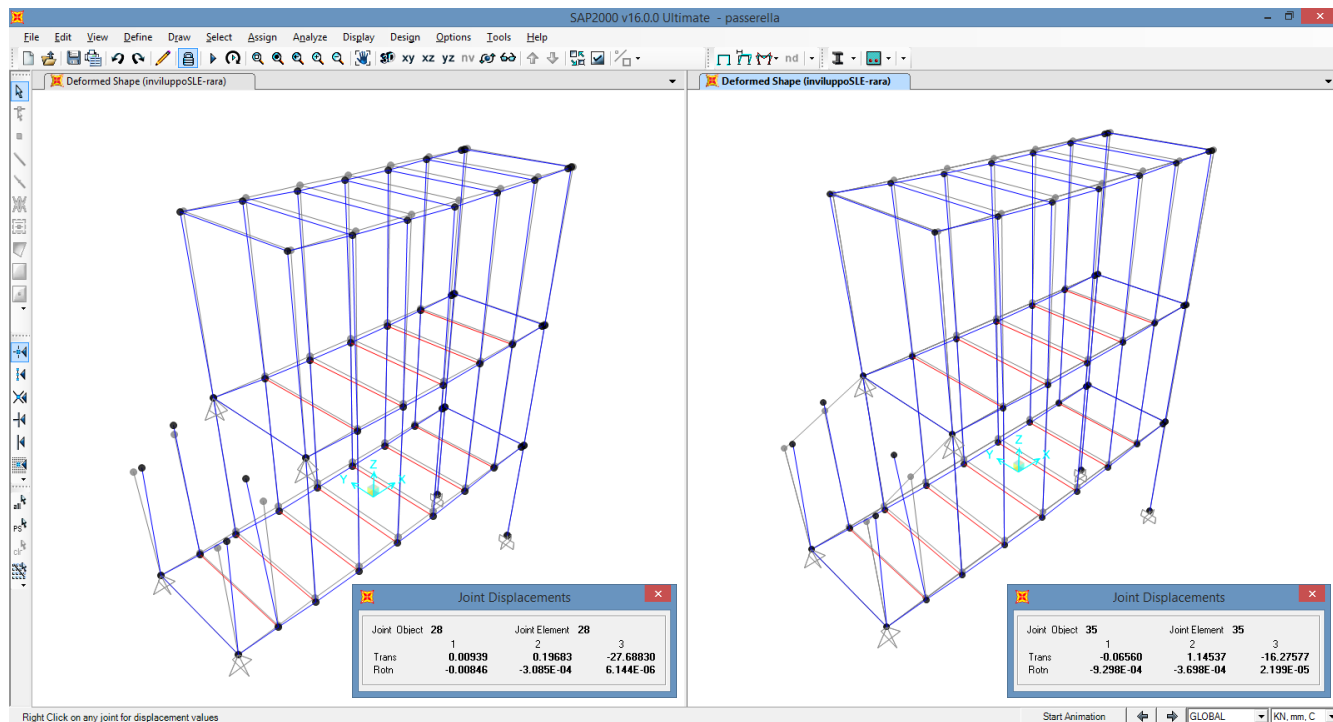
δ_1 spostamento elastico dovuto ai carichi permanenti

δ_2 spostamento elastico dovuto ai carichi variabili

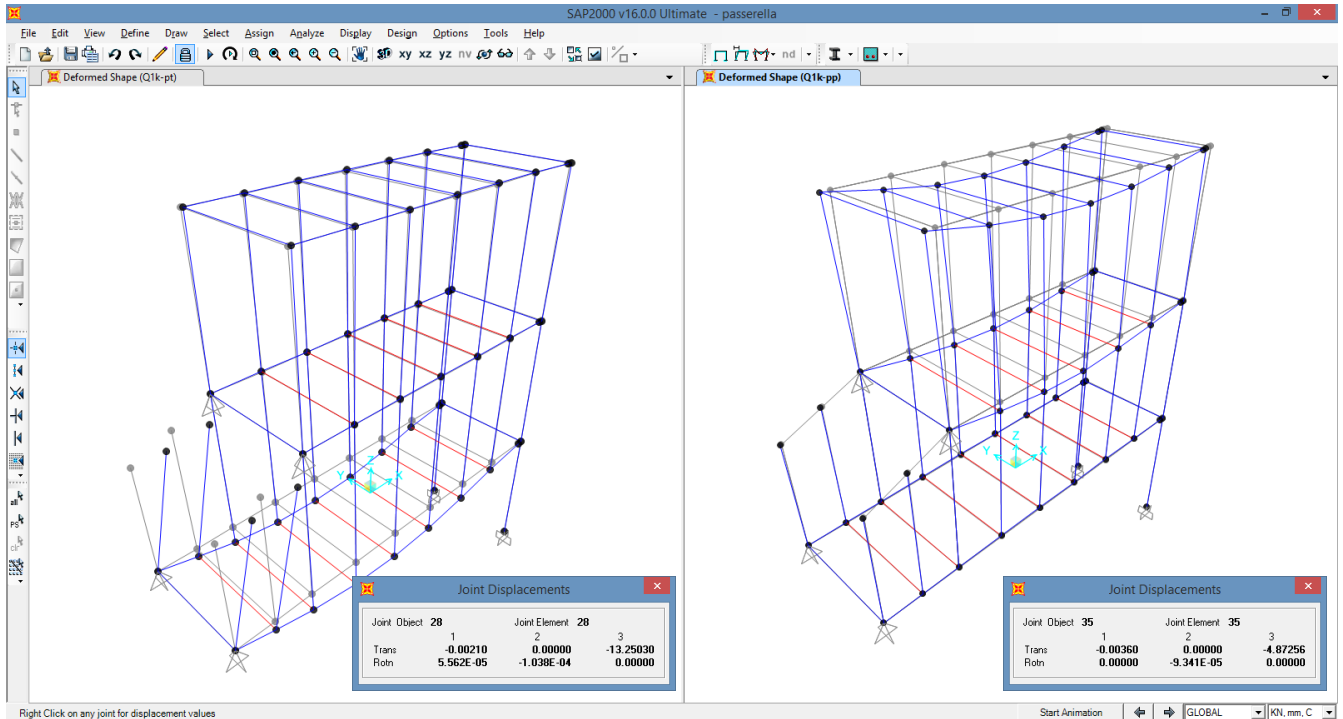
δ_{\max} spostamento nello stato finale, depurato della monta iniziale elastico pari a $\delta_{\text{tot}} - \delta_c$

dove $\delta_{\text{tot}} = \delta_1 + \delta_2$

Assumendo come stato limite d'esercizio di verifica quello in combinazione rara, si ha che lo spostamento nello stato finale δ_{\max} è pari a 27,68830 mm a livello dell'impalcato del piano terra e a 16,26252 mm a livello dell'impalcato del piano primo, così come illustrato nelle seguenti immagini. Al livello della copertura lo spostamento nello stato finale δ_{\max} è pari a 16,27577 mm.



Dalle successiva immagine si osserva invece che lo spostamento elastico δ_2 dovuto ai soli carichi variabili è pari a 13,25030 mm a livello dell’impalcato del piano terra e a 4,87256 mm a livello dell’impalcato del piano primo, così come illustrato nelle seguenti immagini.



$$\frac{27,688}{12164} = 2,276 \cdot 10^{-3} \leq 4,00 \cdot 10^{-3} = \frac{1}{250}$$

verifica soddisfatta

$$\frac{13,250}{12164} = 1,09 \cdot 10^{-3} \leq 3,333 \cdot 10^{-3} = \frac{1}{300}$$

verifica soddisfatta

$$\frac{16,276}{9926} = 1,64 \cdot 10^{-3} \leq 4,00 \cdot 10^{-3} = \frac{1}{250}$$

verifica soddisfatta

$$\frac{4,873}{9926} = 4,91 \cdot 10^{-4} \leq 3,333 \cdot 10^{-3} = \frac{1}{300}$$

verifica soddisfatta

INDICE

1	PREMESSA.....	3
2	DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA	3
3	NORME TECNICHE DI RIFERIMENTO	3
4	MATERIALI E RESISTENZE DI CALCOLO	4
4.1	MATERIALI UTILIZZATI.....	4
4.2	RESISTENZE DI CALCOLO	5
4.2.1	Cemento Armato	5
4.2.2	Acciaio	7
4.2.3	Unioni bullonate.....	7
4.2.4	Unioni saldate	8
5	ANALISI DEI CARICHI	8
5.1	AZIONI STATICHE.....	8
5.1.1	Rivestimento laterale e copertura.....	8
5.1.2	Calcolo del carico neve	8
5.1.3	Calcolo del carico vento.....	9
5.1.4	Azioni del montacarichi	9
5.2	AZIONI SISMICHE.....	10
6	PARAMETRI GEOTECNICI DEL TERRENO	10
6.1	VERIFICA PRESSIONI SUL TERRENO	11
7	METODO DI CALCOLO	11
7.1	AZIONI SOLLECITANTI.....	11
7.2	FASE STATICA	12
7.3	MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA.....	13
7.4	CONDIZIONI DI CARICO	17
7.4.1	Combinazioni di carico S.L.U e S.L.E.....	17
7.5	INTERAZIONE CON LE STRUTTURE ESISTENTI	22
8	VERIFICA ALLO SLU.....	23
8.1	VERIFICA DEI TUBOLARI 300x300x12mm – montanti	23
8.2	VERIFICA DELLE TRAVI HSL1000/192	25
8.3	VERIFICA DELLA TRAVE A PIATTI SALDATI	29
8.4	VERIFICA DELLE UNIONI.....	30
8.4.1	VERIFICA DELL'UNIONE CORRENTE	30

8.4.2	VERIFICA DELL'UNIONE A TAGLIO DELLA TRAVE A PIATTI SALDATI ...	32
8.4.3	VERIFICA DELLA PIASTRA DI BASE	33
8.5	VERIFICA DEGLI SPOSTAMENTI LATERALI	36
8.6	VERIFICA DELLE OPERE IN C.A.	37
8.6.1	Verifica della platea di fondazione	37
8.6.2	Verifica delle pareti in c.a	42
8.7	VERIFICA DELLA PRESSIONE DI CONTATTO	44

1 PREMESSA

La presente relazione riferisce sulle strutture del progetto esecutivo per la realizzazione di un nuovo montacarichi a servizio del Museo Pecci a Prato, di proprietà del Comune di Prato.

2 DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA

La struttura di contenimento del montacarichi oggetto di progetto è costituito da 2 telai a 2 piani, in cui le colonne sono costituite da profilati tubolari di dimensioni pari a 300x300x12 mm, mentre i traversi sono costituiti da profili a piatti saldati del tipo HSL1000/192. I due telai sono collegati in testa tra loro mediante 2 travi HSL1000/192. La larghezza, misurata in asse, dei due telai è pari a 2380 mm posti a una distanza, anch'essa misurata in asse ai profili, di 4180 mm. L'altezza complessiva della struttura metallica è pari a 11750 mm, mentre i 2 interpiani misurano rispettivamente 5205 mm, e 6050 mm. La nuova struttura risulta ancorata alla struttura esistente a livello del piano primo e del piano di copertura. La struttura metallica è fissata al piede a delle pareti in c.a dello spessore di 50 di altezza pari a 480 cm, che costituiscono di fatto il vano di alloggiamento del montacarichi per il livello interrato. La fondazione è costituita da una fondazione superficiale costituita da una platea di spessore 60 cm, con dimensioni pari a 5.98 x 2.63 m, posta allo stesso livello delle fondazioni dell'edificio esistente.

L'intervento è classificato come **“intervento locale”** (con riferimento anche alle indicazioni del CTS in materia di rischio sismico del DGR 606/2010 in merito agli “Orientamenti interpretativi in merito ad interventi locali o di riparazione in edifici esistenti”).

3 NORME TECNICHE DI RIFERIMENTO

I calcoli delle sollecitazioni e le verifiche sono stati eseguiti in accordo alle seguenti disposizioni normativo – tecniche.

Legge n.1086 del 05 11 1971 - Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica.

Legge n. 64 del 02.02.1974 - Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche

DM 14 01 2008 Norme tecniche per le costruzioni.

Circolare esplicativa n°617 del 2/2/2009 delle Norme Tecniche per le costruzioni.

Laddove esplicitamente richiesto dal D.M. 2008, ma anche per eventuali chiarimenti ed integrazioni, si fa riferimento agli Eurocodici che il D.M. 2008 ritiene coerenti con i propri principi di base. Il riferimento agli Eurocodici è condotto mediante il

D.M. 31 Luglio 2012 – Approvazione delle Appendici Nazionali recanti i parametri tecnici per l'applicazione degli Eurocodici

UNI-EN 1992 – Eurocodice 2: progettazione strutture di calcestruzzo

UNI-EN 1993 – Eurocodice 3: progettazione strutture di acciaio

UNI-EN 1998 – Eurocodice 8: progettazione strutture in zona sismica

4 MATERIALI E RESISTENZE DI CALCOLO

4.1 MATERIALI UTILIZZATI

CLS MAGRO

Classe di resistenza a compressione C12/15

CLS PER OPERE IN FONDAZIONE E MURI DI SOSTEGNO

Cemento tipo IV 42,5 R

Classe di resistenza a compressione C28/35

Dimensione massima dell'aggregato $D_{max}=30\text{mm}$

Classe di esposizione XC2

Classe di consistenza S4

CLS PER SOLAI E SOLETTE IN C.A.

Cemento tipo IV 42,5 R

Classe di resistenza a compressione C28/35

Dimensione massima dell'aggregato $D_{max}=20\text{mm}$

Classe di esposizione XC2

Classe di consistenza S4

ACCIAIO IN BARRE PER GETTI E RETI ELETTROSALDATE

Acciaio B450C (FeB44k Controllato)

$f_{ynom} \geq 450 \text{ N/mm}^2$; $f_{tnom} \geq 540 \text{ N/mm}^2$

$1,15 < (f_t/f_y)_k < 1,35$; $(f_y/f_{nom})_k < 1,25$

ACCIAIO DA CARPENTERIA

l'acciaio strutturale (profilati, lamiere, tubi, etc.), sarà del tipo s355jr (ex fe 510c) avente le seguenti caratteristiche minime:

tensione di rottura a trazione $\geq 510 \text{ M/mm}^2$

tensione di snervamento ≥ 355 N/mm²

i bulloni per i collegamenti saranno della classe 10.9.

i bulloni per gli ancoraggi saranno della classe 10.9.

Serraggio bulloni secondo normativa.

tutte le saldature dovranno essere eseguite da saldatori qualificati e dovranno essere conformi alle norme UNI.

Salvo diversa indicazione tutte le saldature d'angolo saranno continue e lo spessore delle saldature dovrà essere pari a 7/10 dello spessore minimo della piastra da saldare.

Le saldature a completa penetrazione saranno di classe I.

Dove non diversamente indicato le saldature tra i diversi elementi strutturali sono previste a completa penetrazione.

4.2 RESISTENZE DI CALCOLO

4.2.1 Cemento Armato

Per le classi di resistenza normalizzate per calcestruzzo normale si può fare utile riferimento a quanto indicato nelle norme UNI EN 206-1:2006 e nella UNI 11104:2004. Sulla base della denominazione normalizzata vengono definite le classi di resistenza riportate nella Tab. 4.1 .I della normativa.

La valutazione della sicurezza va condotta secondo i principi fondamentali ed i metodi precisati al Cap. 2 della norma.

In particolare per l'analisi strutturale, volta alla valutazione degli effetti delle azioni, si potranno adottare i metodi seguenti: a) analisi elastica lineare; b) analisi plastica; c) analisi non lineare.

Analisi elastica lineare

L'analisi elastica lineare può essere usata per valutare gli effetti delle azioni sia per gli stati limite di esercizio sia per gli stati limite ultimi.

Per la determinazione degli effetti delle azioni, le analisi saranno effettuate assumendo:

-sezioni interamente reagenti con rigidzze valutate riferendosi al solo calcestruzzo;

-relazioni tensione deformazione lineari;

-valori medi del modulo d'elasticità.

Le resistenze di calcolo f_d indicano le resistenze dei materiali, calcestruzzo ed acciaio, ottenute mediante l'espressione:

$$f_d = f_k / \gamma_M$$

dove:

f_k sono le resistenze caratteristiche del materiale;

γ_M sono i coefficienti parziali per le resistenze, comprensivi delle incertezze del modello e della geometria, che possono variare in funzione del materiale, della situazione di progetto e della particolare verifica in esame.

Resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo

Per il calcestruzzo la resistenza di calcolo a compressione, f_{cd} , é:

$$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c$$

dove:

α_{cc} è il coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata;

γ_c è il coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo;

f_{ck} è la resistenza caratteristica cilindrica a compressione del calcestruzzo a 28 giorni.

Il coefficiente γ_c è pari ad 1,5.

Il coefficiente α_{cc} è pari a 0,85.

Nel caso di elementi piani (solette, pareti, ...) gettati in opera con calcestruzzi ordinari e con spessori minori di 50 mm, la resistenza di calcolo a compressione va ridotta a 0,80 f_{cd} .

Resistenza di calcolo a trazione del calcestruzzo

La resistenza di calcolo a trazione, f_{ctd} , vale:

$$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c$$

dove:

γ_c è il coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo;

f_{ctk} è la resistenza caratteristica a trazione del calcestruzzo.

Il coefficiente γ_c assume il valore 1,5.

Nel caso di elementi piani (solette, pareti, ...) gettati in opera con calcestruzzi ordinari e con spessori minori di 50 mm, la resistenza di calcolo a compressione va ridotta a 0,80 f_{cd} .

Resistenza di calcolo dell'acciaio

La resistenza di calcolo dell'acciaio f_{yd} è riferita alla tensione di snervamento ed il suo valore è dato da:

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$$

γ_s è il coefficiente parziale di sicurezza relativo all'acciaio;

f_{yk} per armatura ordinaria è la tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio.

Il coefficiente γ_s assume sempre, per tutti i tipi di acciaio, il valore 1,15.

Tensione tangenziale di aderenza acciaio-calcestruzzo

La resistenza tangenziale di aderenza di calcolo f_{bd} vale:

$$f_{bd} = f_{bk} / \gamma_c$$

dove:

γ_c è il coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo, pari a 1,5;

f_{bk} è la resistenza tangenziale caratteristica di aderenza data da:

$$f_{bk} = 2,25 \cdot \eta \cdot f_{ctk}$$

in cui

$\eta = 1,0$ per barre di diametro $\varphi \leq 32$ mm

$\eta = (132 - \varphi)/100$ per barre di diametro superiore.

Nel caso di armature molto addensate o ancoraggi in zona di calcestruzzo teso, la resistenza di aderenza va ridotta dividendola almeno per 1,5.

4.2.2 Acciaio

La resistenza di calcolo delle membrature R_d si pone nella forma:

$$R_d = R_k / \gamma_m$$

dove:

R_k è il valore caratteristico della resistenza – trazione, compressione, flessione, taglio e torsione – della membratura, determinata dai valori caratteristici delle resistenza dei materiali f_{yk} e dalle caratteristiche geometriche degli elementi strutturali, dipendenti dalla classe della sezione.

Per le verifiche di resistenza delle sezioni delle membrature, con riferimento ai modelli di resistenza esposti ed utilizzando acciai dal grado S 235 al grado S 460, si adottano i fattori parziali γ_{M0} e γ_{M2} indicati nella tabella seguente. Il coefficiente di sicurezza γ_{M2} , in particolare, deve essere impiegato qualora si eseguano verifiche di elementi tesi nelle zone di unione delle membrature indebolite dai fori.

Per valutare la stabilità degli elementi strutturali compressi, inflessi e presso-inflessi, si utilizza il coefficiente parziale di sicurezza γ_{M1} .

Resistenza delle Sezioni di Classe 1-2-3-4	$\gamma_{M0} = 1,05$
Resistenza all'instabilità delle membrature	$\gamma_{M1} = 1,05$
Resistenza all'instabilità delle membrature di ponti stradali e ferroviari	$\gamma_{M1} = 1,10$
Resistenza, nei riguardi della frattura, delle sezioni tese (indebolite dai fori)	$\gamma_{M2} = 1,25$

4.2.3 Unioni bullonate

Per il calcolo della resistenza a taglio delle viti e dei chiodi, per il rifollamento delle piastre collegate e per il precarico dei bulloni, si adottano i fattori parziali γ_M indicati nella tabella seguente:

Resistenza dei bulloni	$\gamma_{M2} = 1,25$
Resistenza dei chiodi	
Resistenza delle connessioni a perno	
Resistenza delle saldature a parziale penetrazione e a cordone d'angolo	
Resistenza dei piatti a contatto	
Resistenza a scorrimento per SLU	$\gamma_{M3} = 1,25$
per SLE	$\gamma_{M3} = 1,10$
Resistenza delle connessioni a perno allo stato limite di esercizio	$\gamma_{M6,ser} = 1,0$
Precarico di bulloni ad alta resistenza	$\gamma_{M7} = 1,10$

4.2.4 Unioni saldate

Nel DM2008 sono considerate unioni saldate a piena penetrazione, a parziale penetrazione, ed unioni realizzate con cordoni d'angolo.

I collegamenti testa a testa, a T e a croce a piena penetrazione sono generalmente realizzati con materiali d'apporto aventi resistenza uguale o maggiore a quella degli elementi collegati. Pertanto la resistenza di calcolo dei collegamenti a piena penetrazione si assume eguale alla resistenza di progetto del più debole tra gli elementi connessi. Una saldatura a piena penetrazione è caratterizzata dalla piena fusione del metallo di base attraverso tutto lo spessore dell'elemento da unire con il materiale di apporto.

La resistenza di progetto, per unità di lunghezza, dei cordoni d'angolo si determina con riferimento all'altezza di gola "a", cioè all'altezza "a" del triangolo iscritto nella sezione trasversale del cordone. La lunghezza di calcolo L è quella intera del cordone, purché questo non abbia estremità palesemente mancanti o difettose. Per il calcolo della resistenza delle saldature con cordoni d'angolo, qualora si faccia riferimento ai modelli di calcolo presentati nel paragrafo seguente, si adottano i fattori parziali γ_M indicati nella tabella precedente. Per le verifiche occorre riferirsi alternativamente alla sezione di gola nella effettiva posizione o in posizione ribaltata.

5 ANALISI DEI CARICHI

5.1 AZIONI STATICHE

Si riporta nel seguito il prospetto dei carichi agenti sulle varie parti della struttura, ricordando che la copertura, non accessibile, è soggetta soltanto al carico neve.

Il peso proprio della carpenteria metallica è stato stimato pari a 78.50 kN/mc.

Il peso proprio delle opere in c.a (platea di fondazione) è stato stimato pari a 25.00 kN/mc.

5.1.1 Rivestimento laterale e copertura

Per il rivestimento laterale è prevista l'installazione di pannelli tipo sandwich, mentre per la copertura si prevede la posa in opera di una lamiera in acciaio di spessore pari a 10 mm.

Copertura lamiera sp. 10 mm 0.785 kN/m²

Rivestimento e copertura 0.50kN/m²

5.1.2 Calcolo del carico neve

Ubicazione: Zona II;
Altitudine s.l.m.: $\leq 200\text{m} \leq a_s$

Carico neve al suolo caratteristico con T.R: 50 anni:

$$q_{sk,50} = 1.00 \text{ kN/m}^2$$

Coefficiente di esposizione: $C_E = 1.00$

Coefficiente termico: $C_t = 1.00$

Coefficiente di forma: $\mu_1 = 0.80$

Carico neve: $q_s = q_{sk} \times C_E \times C_t = 0.8 \text{ kN/m}^2$ che si approssima a 1.0 kN/m²

5.1.3 Calcolo del carico vento

Si determina il carico dovuto al vento in funzione delle caratteristiche di ubicazione e geometria della struttura:

Ubicazione del sito	Zona 3	
Altitudine del sito	$a_s =$ ca. 65	m slm < 500 m s.l.m.
Distanza dalla costa	$d >$ 27 km	
Tempo di ritorno	T.R. = 1000	anni
Classe di rugosità del terreno	B	
⇒ Classe di esposizione del sito	V categoria	⇒ $v_{b,0} = 27$ m/sec $a_0 = 500$ m s.l.m. $k_a = 0.020$ 1/sec $k_r = 0.22$ $z_0 = 0.30$ m $z_{min} = 8.0$ m
Densità dell'aria	$\rho =$ 1.25	kg/cm ³
Pressione cinetica di riferimento per T.R. 50 anni	$q_{b,50} =$ 455.6	N/m ²
Pressione cinetica di progetto	$q_p =$ 0.46	kN/m ²
Altezza dell'edificio	$z =$ circa 13.70	m
Coefficiente di topografia	$C_t =$ 1.00	
Coefficiente dinamico	$C_d =$ 1.00	
Coefficiente di esposizione	$C_{e(z_e)} =$ 2.00	

Carico vento: $p = q_b \times C_e \times C_t \times C_d = 0.92$ kN/m² che si approssima a 1.0 kN/m²

Coefficiente di forma (pareti sopravento) $C_{po} = +0.80$

Coefficiente di forma (pareti sottovento) $C_{pu} = -0.40$

5.1.4 Azioni del montacarichi

Il carico complessivo del montacarichi è assunto ipoteticamente pari a 50 kN, da intendersi applicato direttamente sulla platea di fondazione. Per valutare gli effetti dinamici legati al movimento del montacarichi si considerano delle azioni aggiuntive, agenti nelle due direzioni orizzontali a livello di ciascun impalcato (pt, pp e pc), che sono state stimate nel 10% della portata massima del montacarichi.

Tali azioni dovranno essere verificate in funzione dei dati tecnici della macchina che sarà installata.

5.2 AZIONI SISMICHE

Non sono riportati i carichi dovuti al sisma in quanto l'intervento non modifica il comportamento sismico della struttura esistente.

Come riportato in premessa l'intervento è classificato come “**intervento locale.**”

6 PARAMETRI GEOTECNICI DEL TERRENO

Per quanto riguarda i parametri geotecnica assunti si fa riferimento alla relazione geologica-tecnica redatta dal Dott. Geol. Deborah Bresci. Il modello litostratigrafico presentato nella *Relazione geologica e tecnica sulle indagini* è stato implementato con i risultati delle indagini eseguite, potendo, quindi, suddividere i terreni investigati, in unità geotecniche di uniforme comportamento.

La sezione geotecnica risultante è visibile in *nell'allegato alla relazione geologico-tecnica*.

Sono state distinte tre unità geotecniche di seguito presentate.

Unità geotecnica A: costituita da limi con argilla sabbiosi con rari inclusi.

I terreni appartenenti a questa unità sono stati caratterizzati direttamente attraverso le analisi di laboratorio eseguite sui campioni.

Conseguentemente a questi terreni possono essere attribuite le seguenti caratteristiche geotecniche:

in condizioni di tensioni totali:

$$c_u = 28 \text{ kPa}$$

$$\Phi = 20^\circ$$

in condizioni di tensioni effettive:

$$c' = 5 \text{ kPa}$$

$$\Phi' = 30^\circ$$

Dai dati si vede come la frazione clastica influisce in maniera sostanziale sulle resistenze dei terreni in condizioni a lungo termine, come è logico attendersi.

Unità geotecnica B: costituita da ghiaie in abbondante matrice limo argillosa.

La caratteristica di queste ghiaie è generalmente la presenza di clasti in dimensioni non superiori ai 5 cm, anche se localmente sono state riscontrate lungo le verticali alcune eccezioni, meglio specificate nella relazione geologica. Questi terreni sono stati caratterizzati utilizzando i dati forniti dalle prove SPT eseguite durante i sondaggi e l'interpretazione delle verticali delle prove penetrometriche dinamiche.

Conseguentemente ai terreni di questa unità possono essere assegnati i seguenti parametri geotecnici:

in condizioni di pressioni totali:

$$c = 0 \text{ kPa}$$

$$\Phi' = 30^\circ - 33^\circ$$

$$Dr = 60-70\%.$$

Unità geotecnica C: costituita da ghiaie in matrice limo argillosa, localmente anche abbondante, caratterizzate dalla presenza di elementi clastici con dimensioni quasi sempre superiori ai 5 cm.

Questa unità è stata raggiunta unicamente dal sondaggio S2 e per tanto la sua caratterizzazione si basa principalmente sulle interpretazioni delle prove SPT in sondaggio.

Conseguentemente ai terreni di questa unità possono essere assegnati i seguenti parametri geotecnici:

in condizioni di pressioni totali:

$$c = 0 \text{ kPa}$$

$$\Phi' = 35^\circ - 38^\circ$$

$$Dr = 50\%$$

Rispetto alle ghiaie dell'unità precedente queste presentano un grado di densità inferiore imputabile alla peggior classazione degli elementi costituenti.

6.1 VERIFICA PRESSIONI SUL TERRENO

Di seguito si riporta la verifica delle pressioni massime sul terreno.

La soluzione per le fondazioni garantisce una buona distribuzione delle tensioni in modo uniforme sul terreno.

Per la verifica delle pressioni del terreno si fa riferimento all'approccio 2 (A1+M1+R3) con un coefficiente $\gamma_R = 2.3$.

Per una valutazione della portata limite del terreno si può assumere un valore medio dell'angolo di attrito dei terreni sottostanti in condizioni drenate pari a $\phi' = 30^\circ$.

Applicando la relazione di Meyerof per il calcolo della portata della fondazione, e considerando un valore medio di ricoprimento della stessa paria $D = 0.60$ m, e la larghezza della fondazione pari a $B = 2.63$ m, si ottiene:

$$R_d = N_q \times \gamma_t \times h / \gamma_R + 0.5 \times B \times N_\gamma \times \gamma_t / \gamma_R$$

$$R_d = (18.40 \times 0.0018 \times 60) + (0.5 \times 2.63 \times 0.0018 \times 15.67) / 2.3 = 5.696 / 2.3 = 2.476 \text{ kg/cmq} > S_d.$$

7 METODO DI CALCOLO

7.1 AZIONI SOLLECITANTI

La struttura viene progettata applicando le prescrizioni normative imposte dal D.M. 14.01.2008.

Per il progetto e la verifica delle strutture si utilizza il metodo semiprobabilistico degli Stati Limite, facendo riferimento a diversi livelli di impegno delle strutture.

7.2 FASE STATICA

Le azioni sollecitanti che derivano dal calcolo vengono confrontate con le capacità resistenti dei vari elementi, determinate secondo i criteri della Scienza e Tecnica delle Costruzioni; le azioni sollecitanti vengono determinate combinando le azioni permanenti ed accidentali con la seguente relazione:

$$S_d = \gamma_g \cdot G_k + \gamma_q \cdot \left(Q_{1k} + \sum_{j=2}^n (\psi_{0j} \cdot Q_{jk}) \right) \text{ dove:}$$

G_k valore caratteristico delle azioni permanenti

Q_{1k} valore caratteristico dell'azione accidentale principale

Q_{jk} valori caratteristici delle altre azioni accidentali tra loro indipendenti

Il valore di γ_g e γ_q variano a seconda dello stato limite considerato e del tipo di carico.

		Coefficiente γ_F	EQU	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali ⁽¹⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare per essi gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

ψ_{0j} coefficiente di contemporaneità per le altre azioni accidentali tra loro indipendenti; che nel nostro caso assume i seguenti valori:

0.7 abitazioni, uffici, negozi, ambienti aperti al pubblico, autorimesse

0.5 neve

0.6 effetti termici e vento

Per gli Stati Limite di Esercizio si prendono in considerazione tre diversi tipi di combinazioni delle azioni:

- Rare
$$S_d = G_k + Q_{1k} + \sum_{j=2}^n (\psi_{0j} \cdot Q_{jk})$$

- Frequenti
$$S_d = G_k + \psi_{1,1} \cdot Q_{1k} + \sum_{j=2}^n (\psi_{2j} \cdot Q_{jk})$$

- Quasi permanenti
$$S_d = G_k + \sum_{j=1}^n (\psi_{2j} \cdot Q_{jk})$$

dove i coefficienti parziali per le azioni valgono tutti 1.0 e i coefficienti di contemporaneità per la j-sima azione accidentale assumono i seguenti valori:

Categoria/Azione variabile	Ψ_{0j}	Ψ_{1j}	Ψ_{2j}
Categoria A Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H Coperture	0,0	0,0	0,0
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

7.3 MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA

Si esegue il calcolo della struttura del montacarichi mediante un modello tridimensionale ad E.F. della struttura realizzato col codice di calcolo SAP2000 prodotto da CSI-Berkley (USA) , che dispone anche di modulo post-processore per la verifica degli elementi in acciaio secondo le normative EC3-1993. Ogni elemento strutturale è stato modellato utilizzando per le *travi* e per le *colonne di sostegno* elementi tipo "frame", ovvero elementi monodimensionali tipo asta, definiti mediante due nodi "i" e "j" posti alle estremità e dotati di varie proprietà (sezione, orientamento nello spazio etc.) ed in particolare di una terna cartesiana locale di riferimento, destrorsa, il cui asse 1 coincide con l'asse dell'elemento. In particolare il programma distingue - in fase di modellazione - tra elementi tipo "trave" e tipo "pilastro", cui in fase post-calcolo vengono applicati i diversi criteri di verifica previsti dalla normativa utilizzata. Le *pareti in c.a* sono state modellate utilizzando elementi bidimensionali tradizionali, - a tre e quattro nodi - caratterizzati da comportamento flessionale e/o membranale e da uno spessore costante, che hanno un sistema di riferimento locale dato da una terna cartesiana destrorsa in cui l'asse 3 coincide con la normale al piano medio dell'elemento. Anche la *platea di fondazione* è stata modellata utilizzando elementi bidimensionali tradizionali, - a tre e quattro nodi - caratterizzati da comportamento flessionale e/o membranale e da uno spessore costante, che hanno un sistema di riferimento locale dato da una terna cartesiana destrorsa in cui l'asse 3 coincide con la normale al piano medio dell'elemento; tuttavia, per poter schematizzare il suolo elastico alla Winkler, sulla faccia inferiore degli elementi shell utilizzati per la modellazione delle fondazioni, è stata assegnata una costante elastica distribuita per unità di superficie definita in funzione della costante di sottofondo K_w posta pari a 2kg/cm².

Nelle immagini seguenti si riporta il modello numerico messo appunto per la verifica della struttura. In particolare sono stati realizzati due modelli di calcolo: un modello che schematizza esclusivamente le strutture metalliche del montacarichi, che cautelativamente è stato utilizzato per la verifica dei rispettivi elementi, ed un modello complessivo, che è stato quindi utilizzato per la verifica delle strutture in c.a.

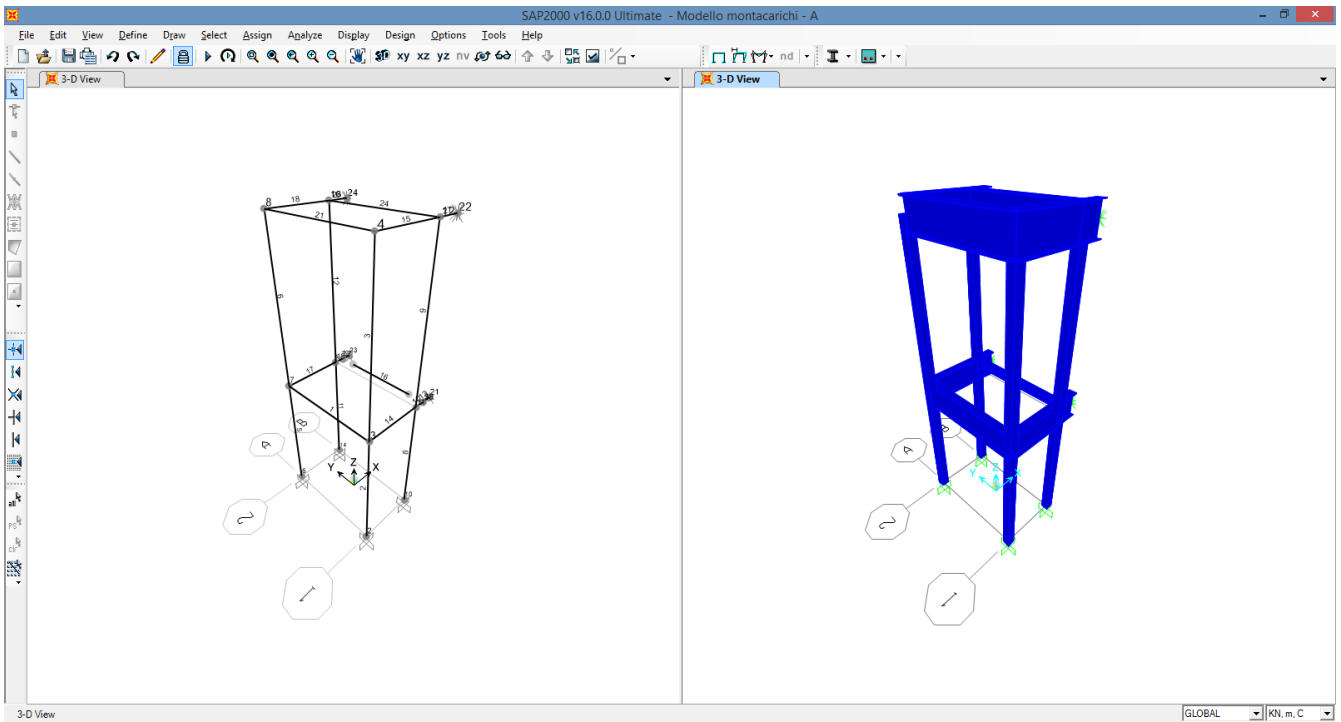


Figura 1 - modello di calcolo delle strutture metalliche del montacarichi - incastrato al piede e vincolato alla struttura esistente

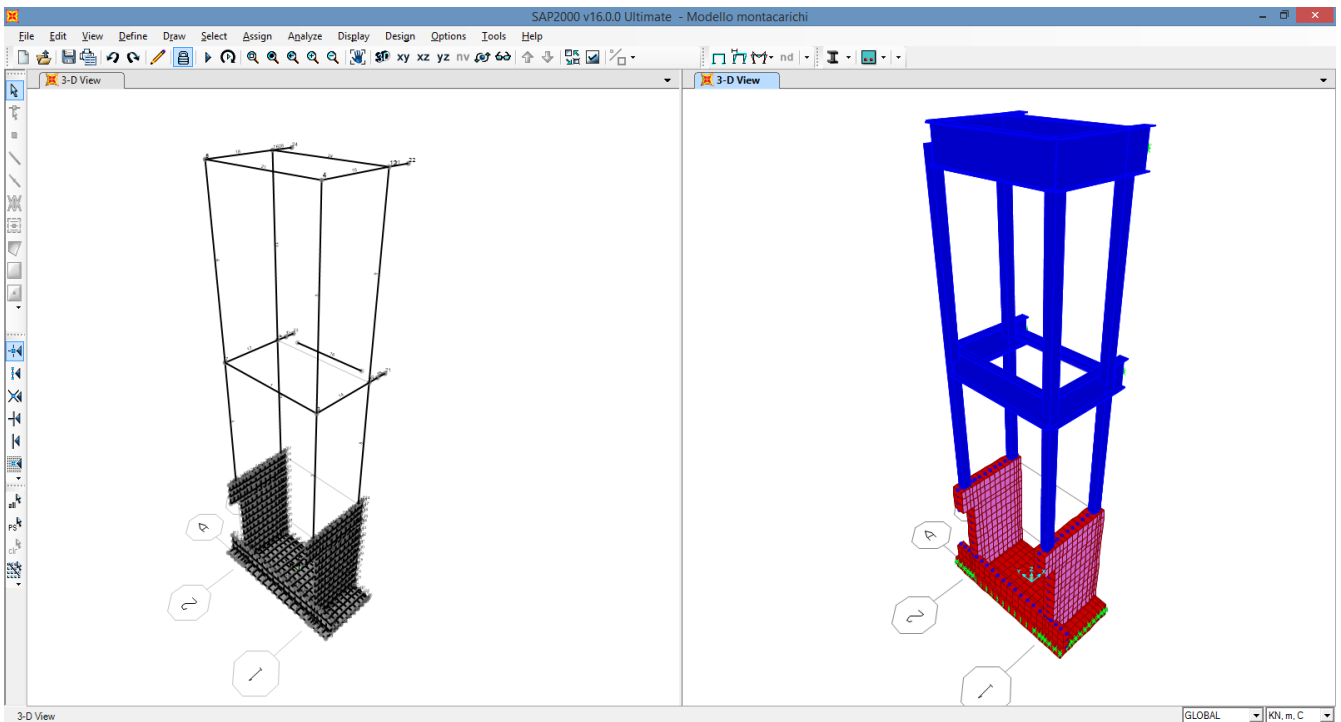


Figura 2 - modello di calcolo completo di fondazioni su suolo alla Winkler e vincolato alla struttura esistente

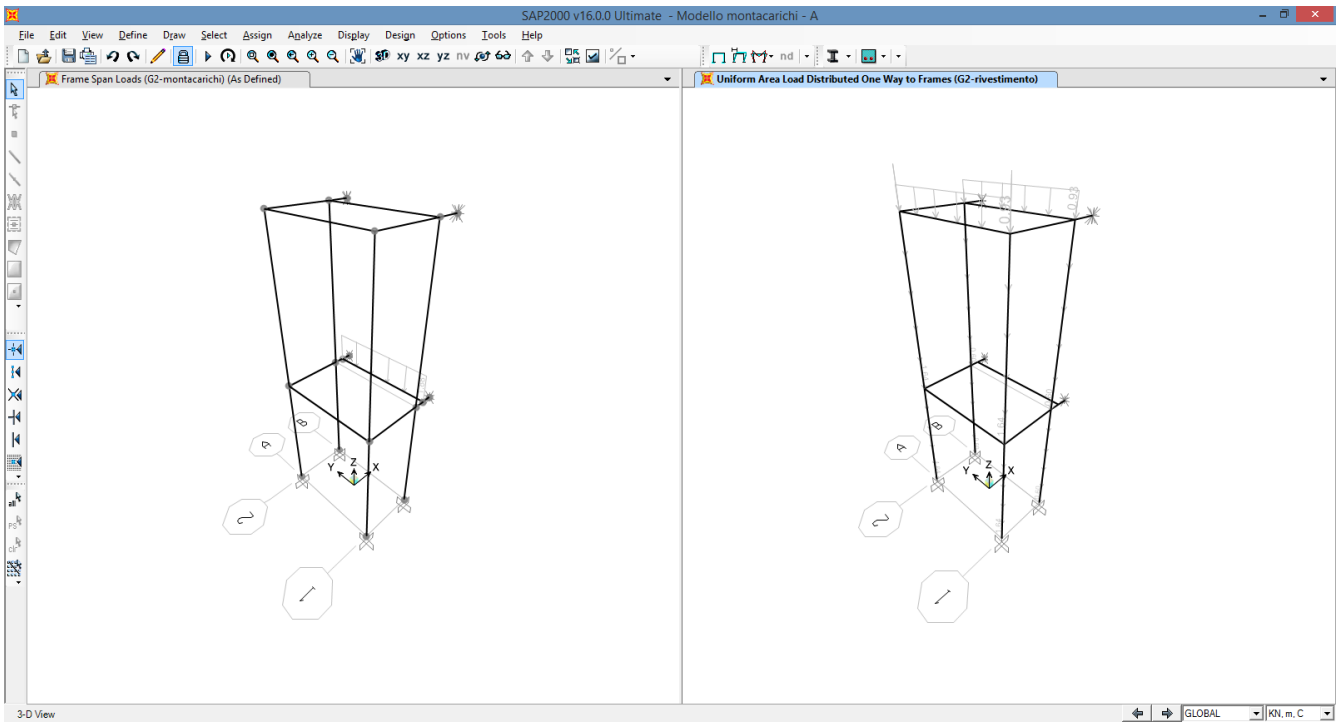


Figura 3 - Carico G2 applicato sulle strutture

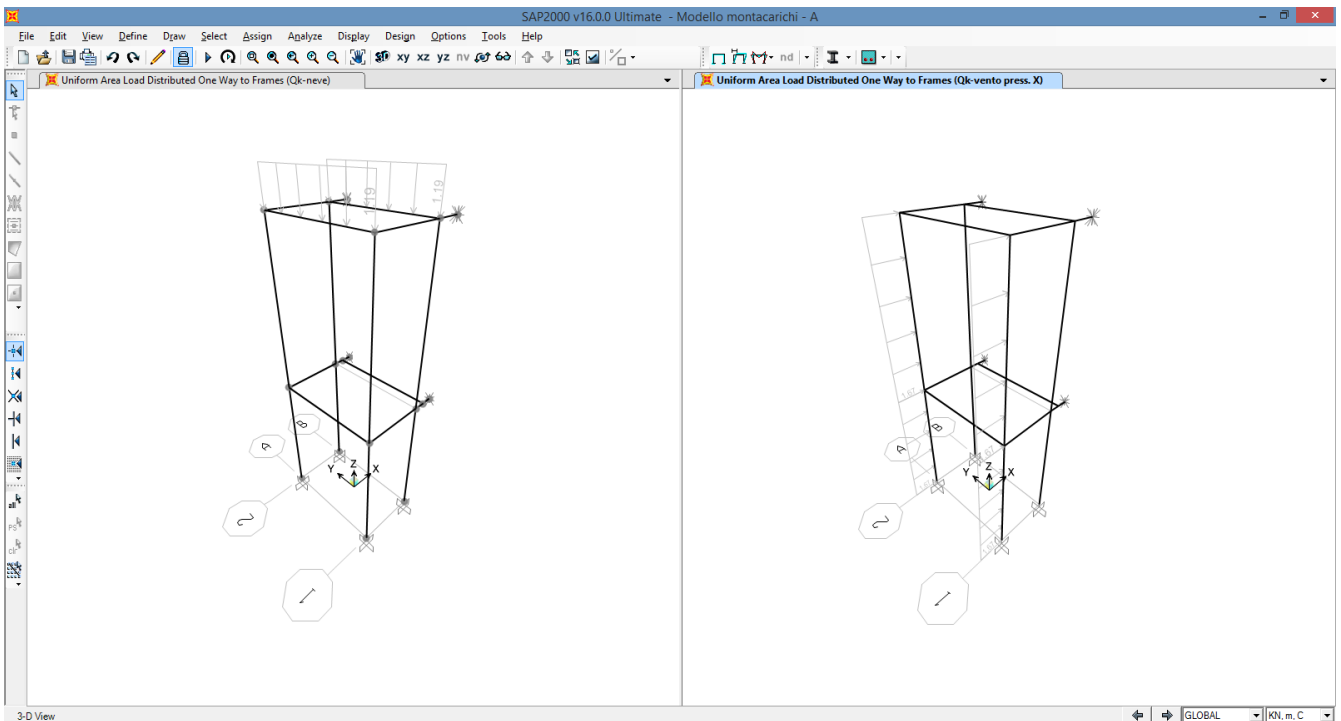


Figura 4 - Carico neve e vento in direzione trasversale applicato sulle strutture

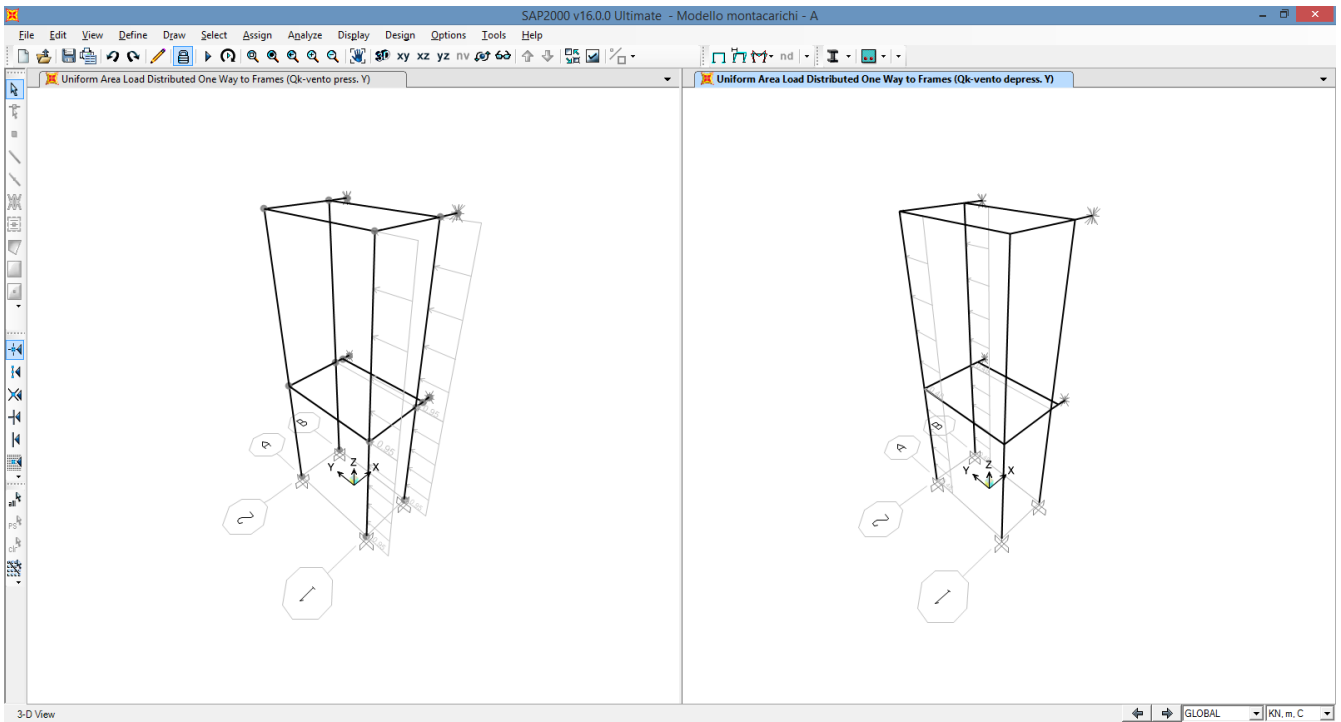


Figura 5 - Carico vento in direzione longitudinale applicato sulle strutture

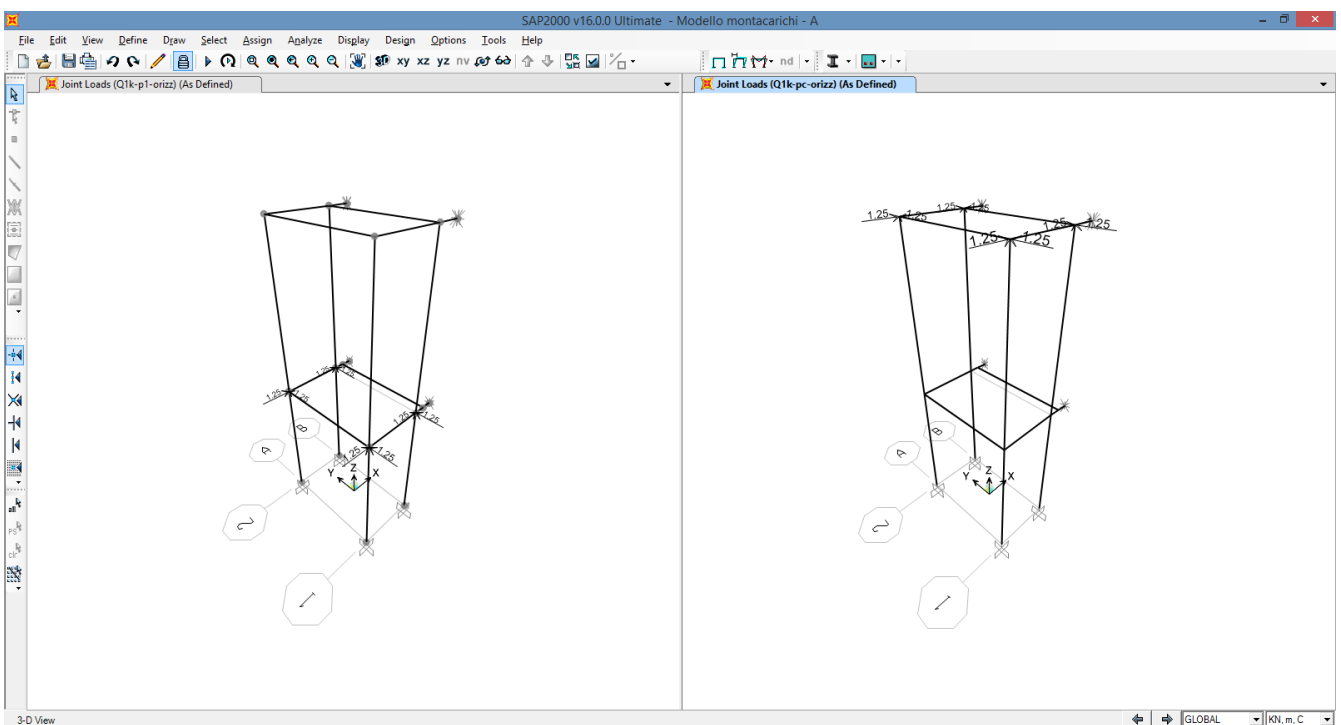


Figura 6 - Carichi effetti dinamici montacarichi applicati alle strutture

7.4 CONDIZIONI DI CARICO

Le azioni applicate alla struttura sono definite in gruppi separati detti "Load Case" (CCE), che sono riportate di seguito.

TABLE: Load Case Definitions							
LoadCase	DesignType	SelfWtMult	Type	ModalCase	AutoLoad	GUID	Notes
Text	Text	Unitless	Text	Text	Text	Text	Text
DEAD	DEAD	1	LinStatic				
G1	SUPER DEAD	0	LinStatic				
G2-montacarichi	SUPER DEAD	0	LinStatic				
G2-rivestimento	SUPER DEAD	0	LinStatic				
Qk-neve	SNOW	0	LinStatic				
Qk-vento press. Y	WIND	0	LinStatic				
Qk-vento depres. Y	WIND	0	LinStatic				
Qk-vento press. X	WIND	0	LinStatic				
Q1k-pt-orizz	LIVE	0	LinStatic				
Q1k-p1-orizz	LIVE	0	LinStatic				
Q1k-pc-orizz	LIVE	0	LinStatic				

7.4.1 Combinazioni di carico S.L.U e S.L.E.

Tali azioni vengono composte per ottenere le diverse "Combinazioni di carico" che per le verifiche allo stato limite ultimo e d'esercizio sono le seguenti, ottenute con i coefficienti riportati nella tabella (SLU_VERn combinazione ennesima allo stato limite ultimo per carichi verticali).

TABLE: Combination Definitions					
ComboName	ComboType	AutoDesign	CaseType	CaseName	ScaleFactor
Text	Text	Yes/No	Text	Text	Unitless
Qk-vento Y	Linear Add	No	Linear Static	Qk-vento press Y	1
Qk-vento Y			Linear Static	Qk-vento depress Y	1
Qk-vento X	Linear Add	No	Linear Static	Qk-vento press X	1
SLU-1-a	Linear Add	No	Linear Static	DEAD	1.3
SLU-1-a			Linear Static	G2-montacarichi	1.3
SLU-1-a			Linear Static	G2-rivestimento	1.5
SLU-1-a			Linear Static	Qk-neve	1.5
SLU-1-a			Response Combo	Qk-vento X	0.9
SLU-1-a			Linear Static	Q1k-pt-orizz	1.5
SLU-2-a	Linear Add	No	Linear Static	DEAD	1.3
SLU-2-a			Linear Static	G2-montacarichi	1.3
SLU-2-a			Linear Static	G2-rivestimento	1.5
SLU-2-a			Linear Static	Qk-neve	1.5
SLU-2-a			Response Combo	Qk-vento Y	0.9
SLU-2-a			Linear Static	Q1k-pt-orizz	1.5
SLU-3-a	Linear Add	No	Linear Static	DEAD	1.3
SLU-3-a			Linear Static	G2-montacarichi	1.3
SLU-3-a			Linear Static	G2-rivestimento	1.5
SLU-3-a			Linear Static	Qk-neve	0.75
SLU-3-a			Response Combo	Qk-vento X	1.5
SLU-3-a			Linear Static	Q1k-pt-orizz	1.5
SLU-4-a	Linear Add	No	Linear Static	DEAD	1.3
SLU-4-a			Linear Static	G2-montacarichi	1.3
SLU-4-a			Linear Static	G2-rivestimento	1.5
SLU-4-a			Linear Static	Qk-neve	0.75
SLU-4-a			Response Combo	Qk-vento Y	1.5

SLU-4-a			Linear Static	Q1k-pt-orizz	1.5
SLU-5-a	Linear Add	No	Linear Static	DEAD	1
SLU-5-a			Linear Static	G2-montacarichi	1
SLU-5-a			Linear Static	G2-rivestimento	1
SLU-5-a			Linear Static	Qk-neve	0
SLU-5-a			Response Combo	Qk-vento X	1.5
SLU-5-a			Linear Static	Q1k-pt-orizz	1.5
SLU-6-a	Linear Add	No	Linear Static	DEAD	1
SLU-6-a			Linear Static	G2-montacarichi	1
SLU-6-a			Linear Static	G2-rivestimento	1
SLU-6-a			Linear Static	Qk-neve	0
SLU-6-a			Response Combo	Qk-vento Y	1.5
SLU-6-a			Linear Static	Q1k-pt-orizz	1.5
SLU-1-b	Linear Add	No	Linear Static	DEAD	1.3
SLU-1-b			Linear Static	G2-montacarichi	1.3
SLU-1-b			Linear Static	G2-rivestimento	1.5
SLU-1-b			Linear Static	Qk-neve	1.5
SLU-1-b			Response Combo	Qk-vento X	0.9
SLU-1-b			Linear Static	Q1k-p1-orizz	1.5
SLU-2-b	Linear Add	No	Linear Static	DEAD	1.3
SLU-2-b			Linear Static	G2-montacarichi	1.3
SLU-2-b			Linear Static	G2-rivestimento	1.5
SLU-2-b			Linear Static	Qk-neve	1.5
SLU-2-b			Response Combo	Qk-vento Y	0.9
SLU-2-b			Linear Static	Q1k-p1-orizz	1.5
SLU-3-b	Linear Add	No	Linear Static	DEAD	1.3
SLU-3-b			Linear Static	G2-montacarichi	1.3
SLU-3-b			Linear Static	G2-rivestimento	1.5
SLU-3-b			Linear Static	Qk-neve	0.75
SLU-3-b			Response Combo	Qk-vento X	1.5
SLU-3-b			Linear Static	Q1k-p1-orizz	1.5
SLU-4-b	Linear Add	No	Linear Static	DEAD	1.3
SLU-4-b			Linear Static	G2-montacarichi	1.3
SLU-4-b			Linear Static	G2-rivestimento	1.5
SLU-4-b			Linear Static	Qk-neve	0.75
SLU-4-b			Response Combo	Qk-vento Y	1.5
SLU-4-b			Linear Static	Q1k-p1-orizz	1.5
SLU-5-b	Linear Add	No	Linear Static	DEAD	1
SLU-5-b			Linear Static	G2-montacarichi	1
SLU-5-b			Linear Static	G2-rivestimento	1
SLU-5-b			Linear Static	Qk-neve	0
SLU-5-b			Response Combo	Qk-vento X	1.5
SLU-5-b			Linear Static	Q1k-p1-orizz	1.5
SLU-6-b	Linear Add	No	Linear Static	DEAD	1
SLU-6-b			Linear Static	G2-montacarichi	1
SLU-6-b			Linear Static	G2-rivestimento	1
SLU-6-b			Linear Static	Qk-neve	0
SLU-6-b			Response Combo	Qk-vento Y	1.5
SLU-6-b			Linear Static	Q1k-p1-orizz	1.5
SLU-1-c	Linear Add	No	Linear Static	DEAD	1.3
SLU-1-c			Linear Static	G2-montacarichi	1.3
SLU-1-c			Linear Static	G2-rivestimento	1.5
SLU-1-c			Linear Static	Qk-neve	1.5
SLU-1-c			Response Combo	Qk-vento X	0.9
SLU-1-c			Linear Static	Q1k-pc-orizz	1.5
SLU-2-c	Linear Add	No	Linear Static	DEAD	1.3
SLU-2-c			Linear Static	G2-montacarichi	1.3
SLU-2-c			Linear Static	G2-rivestimento	1.5
SLU-2-c			Linear Static	Qk-neve	1.5
SLU-2-c			Response Combo	Qk-vento Y	0.9

SLU-2-c			Linear Static	Q1k-pc-orizz	1.5
SLU-3-c	Linear Add	No	Linear Static	DEAD	1.3
SLU-3-c			Linear Static	G2-montacarichi	1.3
SLU-3-c			Linear Static	G2-rivestimento	1.5
SLU-3-c			Linear Static	Qk-neve	0.75
SLU-3-c			Response Combo	Qk-vento X	1.5
SLU-3-c			Linear Static	Q1k-pc-orizz	1.5
SLU-4-c	Linear Add	No	Linear Static	DEAD	1.3
SLU-4-c			Linear Static	G2-montacarichi	1.3
SLU-4-c			Linear Static	G2-rivestimento	1.5
SLU-4-c			Linear Static	Qk-neve	0.75
SLU-4-c			Response Combo	Qk-vento Y	1.5
SLU-4-c			Linear Static	Q1k-pc-orizz	1.5
SLU-5-c	Linear Add	No	Linear Static	DEAD	1
SLU-5-c			Linear Static	G2-montacarichi	1
SLU-5-c			Linear Static	G2-rivestimento	1
SLU-5-c			Linear Static	Qk-neve	0
SLU-5-c			Response Combo	Qk-vento X	1.5
SLU-5-c			Linear Static	Q1k-pc-orizz	1.5
SLU-6-c	Linear Add	No	Linear Static	DEAD	1
SLU-6-c			Linear Static	G2-montacarichi	1
SLU-6-c			Linear Static	G2-rivestimento	1
SLU-6-c			Linear Static	Qk-neve	0
SLU-6-c			Response Combo	Qk-vento Y	1.5
SLU-6-c			Linear Static	Q1k-pc-orizz	1.5
SLErara-1-a	Linear Add	No	Linear Static	DEAD	1
SLErara-1-a			Linear Static	G2-montacarichi	1
SLErara-1-a			Linear Static	G2-rivestimento	1
SLErara-1-a			Linear Static	Qk-neve	1
SLErara-1-a			Response Combo	Qk-vento X	0.6
SLErara-1-a			Linear Static	Q1k-pt-orizz	1
SLErara-2-a	Linear Add	No	Linear Static	DEAD	1
SLErara-2-a			Linear Static	G2-montacarichi	1
SLErara-2-a			Linear Static	G2-rivestimento	1
SLErara-2-a			Linear Static	Qk-neve	1
SLErara-2-a			Response Combo	Qk-vento Y	0.6
SLErara-2-a			Linear Static	Q1k-pt-orizz	1
SLErara-3-a	Linear Add	No	Linear Static	DEAD	1
SLErara-3-a			Linear Static	G2-montacarichi	1
SLErara-3-a			Linear Static	G2-rivestimento	1
SLErara-3-a			Linear Static	Qk-neve	0.5
SLErara-3-a			Response Combo	Qk-vento X	1
SLErara-3-a			Linear Static	Q1k-pt-orizz	1
SLErara-4-a	Linear Add	No	Linear Static	DEAD	1
SLErara-4-a			Linear Static	G2-montacarichi	1
SLErara-4-a			Linear Static	G2-rivestimento	1
SLErara-4-a			Linear Static	Qk-neve	0.5
SLErara-4-a			Response Combo	Qk-vento Y	1
SLErara-4-a			Linear Static	Q1k-pt-orizz	1
SLErara-5-a	Linear Add	No	Linear Static	DEAD	1
SLErara-5-a			Linear Static	G2-montacarichi	1
SLErara-5-a			Linear Static	G2-rivestimento	1
SLErara-5-a			Linear Static	Qk-neve	0
SLErara-5-a			Response Combo	Qk-vento X	1
SLErara-5-a			Linear Static	Q1k-pt-orizz	1
SLErara-6-a	Linear Add	No	Linear Static	DEAD	1
SLErara-6-a			Linear Static	G2-montacarichi	1
SLErara-6-a			Linear Static	G2-rivestimento	1
SLErara-6-a			Linear Static	Qk-neve	0
SLErara-6-a			Response Combo	Qk-vento Y	1

SLErara-6-a			Linear Static	Q1k-pt-orizz	1
SLErara-1-b	Linear Add	No	Linear Static	DEAD	1
SLErara-1-b			Linear Static	G2-montacarichi	1
SLErara-1-b			Linear Static	G2-rivestimento	1
SLErara-1-b			Linear Static	Qk-neve	1
SLErara-1-b			Response Combo	Qk-vento X	0.6
SLErara-1-b			Linear Static	Q1k-p1-orizz	1
SLErara-2-b	Linear Add	No	Linear Static	DEAD	1
SLErara-2-b			Linear Static	G2-montacarichi	1
SLErara-2-b			Linear Static	G2-rivestimento	1
SLErara-2-b			Linear Static	Qk-neve	1
SLErara-2-b			Response Combo	Qk-vento Y	0.6
SLErara-2-b			Linear Static	Q1k-p1-orizz	1
SLErara-3-b	Linear Add	No	Linear Static	DEAD	1
SLErara-3-b			Linear Static	G2-montacarichi	1
SLErara-3-b			Linear Static	G2-rivestimento	1
SLErara-3-b			Linear Static	Qk-neve	0.5
SLErara-3-b			Response Combo	Qk-vento X	1
SLErara-3-b			Linear Static	Q1k-p1-orizz	1
SLErara-4-b	Linear Add	No	Linear Static	DEAD	1
SLErara-4-b			Linear Static	G2-montacarichi	1
SLErara-4-b			Linear Static	G2-rivestimento	1
SLErara-4-b			Linear Static	Qk-neve	0.5
SLErara-4-b			Response Combo	Qk-vento Y	1
SLErara-4-b			Linear Static	Q1k-p1-orizz	1
SLErara-5-b	Linear Add	No	Linear Static	DEAD	1
SLErara-5-b			Linear Static	G2-montacarichi	1
SLErara-5-b			Linear Static	G2-rivestimento	1
SLErara-5-b			Linear Static	Qk-neve	0
SLErara-5-b			Response Combo	Qk-vento X	1
SLErara-5-b			Linear Static	Q1k-p1-orizz	1
SLErara-6-b	Linear Add	No	Linear Static	DEAD	1
SLErara-6-b			Linear Static	G2-montacarichi	1
SLErara-6-b			Linear Static	G2-rivestimento	1
SLErara-6-b			Linear Static	Qk-neve	0
SLErara-6-b			Response Combo	Qk-vento Y	1
SLErara-6-b			Linear Static	Q1k-p1-orizz	1
SLErara-1-c	Linear Add	No	Linear Static	DEAD	1
SLErara-1-c			Linear Static	G2-montacarichi	1
SLErara-1-c			Linear Static	G2-rivestimento	1
SLErara-1-c			Linear Static	Qk-neve	1
SLErara-1-c			Response Combo	Qk-vento X	0.6
SLErara-1-c			Linear Static	Q1k-pc-orizz	1
SLErara-2-c	Linear Add	No	Linear Static	DEAD	1
SLErara-2-c			Linear Static	G2-montacarichi	1
SLErara-2-c			Linear Static	G2-rivestimento	1
SLErara-2-c			Linear Static	Qk-neve	1
SLErara-2-c			Response Combo	Qk-vento Y	0.6
SLErara-2-c			Linear Static	Q1k-pc-orizz	1
SLErara-3-c	Linear Add	No	Linear Static	DEAD	1
SLErara-3-c			Linear Static	G2-montacarichi	1
SLErara-3-c			Linear Static	G2-rivestimento	1
SLErara-3-c			Linear Static	Qk-neve	0.5
SLErara-3-c			Response Combo	Qk-vento X	1
SLErara-3-c			Linear Static	Q1k-pc-orizz	1
SLErara-4-c	Linear Add	No	Linear Static	DEAD	1
SLErara-4-c			Linear Static	G2-montacarichi	1
SLErara-4-c			Linear Static	G2-rivestimento	1
SLErara-4-c			Linear Static	Qk-neve	0.5
SLErara-4-c			Response Combo	Qk-vento Y	1

SLErara-4-c			Linear Static	Q1k-pc-orizz	1
SLErara-5-c	Linear Add	No	Linear Static	DEAD	1
SLErara-5-c			Linear Static	G2-montacarichi	1
SLErara-5-c			Linear Static	G2-rivestimento	1
SLErara-5-c			Linear Static	Qk-neve	0
SLErara-5-c			Response Combo	Qk-vento X	1
SLErara-5-c			Linear Static	Q1k-pc-orizz	1
SLErara-6-c	Linear Add	No	Linear Static	DEAD	1
SLErara-6-c			Linear Static	G2-montacarichi	1
SLErara-6-c			Linear Static	G2-rivestimento	1
SLErara-6-c			Linear Static	Qk-neve	0
SLErara-6-c			Response Combo	Qk-vento Y	1
SLErara-6-c			Linear Static	Q1k-pc-orizz	1
SLEfreq-1-a	Linear Add	No	Linear Static	DEAD	1
SLEfreq-1-a			Linear Static	G2-montacarichi	1
SLEfreq-1-a			Linear Static	G2-rivestimento	1
SLEfreq-1-a			Linear Static	Qk-neve	0.2
SLEfreq-1-a			Response Combo	Qk-vento X	0
SLEfreq-1-a			Linear Static	Q1k-pt-orizz	1
SLEfreq-2-a	Linear Add	No	Linear Static	DEAD	1
SLEfreq-2-a			Linear Static	G2-montacarichi	1
SLEfreq-2-a			Linear Static	G2-rivestimento	1
SLEfreq-2-a			Linear Static	Qk-neve	0
SLEfreq-2-a			Response Combo	Qk-vento X	0.2
SLEfreq-2-a			Linear Static	Q1k-pt-orizz	1
SLEfreq-3-a	Linear Add	No	Linear Static	DEAD	1
SLEfreq-3-a			Linear Static	G2-montacarichi	1
SLEfreq-3-a			Linear Static	G2-rivestimento	1
SLEfreq-3-a			Linear Static	Qk-neve	0
SLEfreq-3-a			Response Combo	Qk-vento Y	0.2
SLEfreq-3-a			Linear Static	Q1k-pt-orizz	1.5
SLEfreq-1-b	Linear Add	No	Linear Static	DEAD	1
SLEfreq-1-b			Linear Static	G2-montacarichi	1
SLEfreq-1-b			Linear Static	G2-rivestimento	1
SLEfreq-1-b			Linear Static	Qk-neve	0.2
SLEfreq-1-b			Response Combo	Qk-vento X	0
SLEfreq-1-b			Linear Static	Q1k-p1-orizz	1
SLEfreq-2-b	Linear Add	No	Linear Static	DEAD	1
SLEfreq-2-b			Linear Static	G2-montacarichi	1
SLEfreq-2-b			Linear Static	G2-rivestimento	1
SLEfreq-2-b			Linear Static	Qk-neve	0
SLEfreq-2-b			Response Combo	Qk-vento X	0.2
SLEfreq-2-b			Linear Static	Q1k-p1-orizz	1
SLEfreq-3-b	Linear Add	No	Linear Static	DEAD	1
SLEfreq-3-b			Linear Static	G2-montacarichi	1
SLEfreq-3-b			Linear Static	G2-rivestimento	1
SLEfreq-3-b			Linear Static	Qk-neve	0
SLEfreq-3-b			Response Combo	Qk-vento Y	0.2
SLEfreq-3-b			Linear Static	Q1k-p1-orizz	1
SLEfreq-1-c	Linear Add	No	Linear Static	DEAD	1
SLEfreq-1-c			Linear Static	G2-montacarichi	1
SLEfreq-1-c			Linear Static	G2-rivestimento	1
SLEfreq-1-c			Linear Static	Qk-neve	0.2
SLEfreq-1-c			Response Combo	Qk-vento X	0
SLEfreq-1-c			Linear Static	Q1k-pc-orizz	1
SLEfreq-2-c	Linear Add	No	Linear Static	DEAD	1
SLEfreq-2-c			Linear Static	G2-montacarichi	1
SLEfreq-2-c			Linear Static	G2-rivestimento	1
SLEfreq-2-c			Linear Static	Qk-neve	0
SLEfreq-2-c			Response Combo	Qk-vento X	0.2

8 VERIFICA ALLO SLU

Di seguito si riporta la verifica delle sezioni degli elementi metallici che costituiscono la struttura del montacarichi.

8.1 VERIFICA DEI TUBOLARI 300x300x12mm - montanti

Di seguito si riporta la verifica dei tubolari 300x300x10 mm che costituiscono i montanti della struttura del montacarichi. I valori massimi delle sollecitazioni allo stato limite ultimo sono raffigurati nelle seguenti immagini.

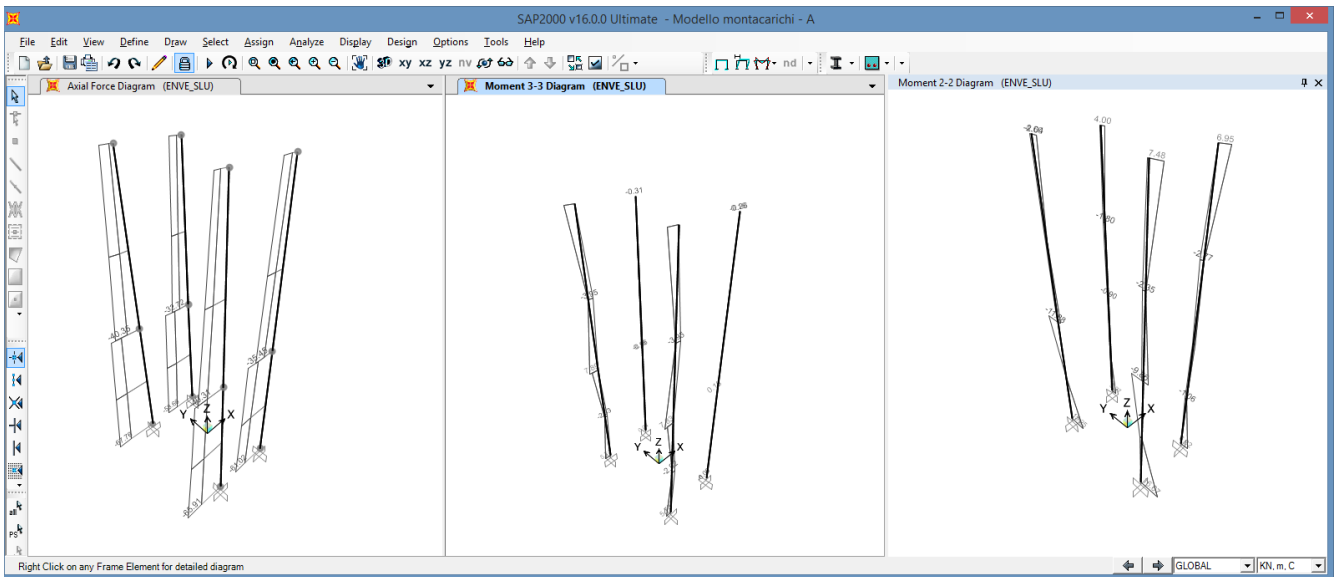
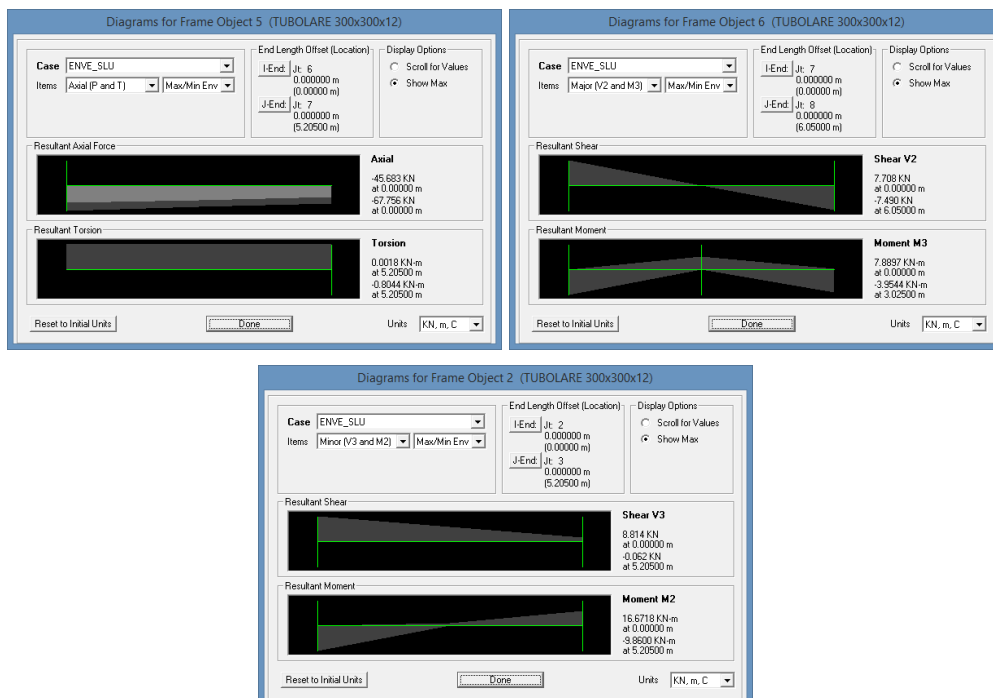


Figura 8 - diagrammi massime sollecitazioni (Involuppo SLU)



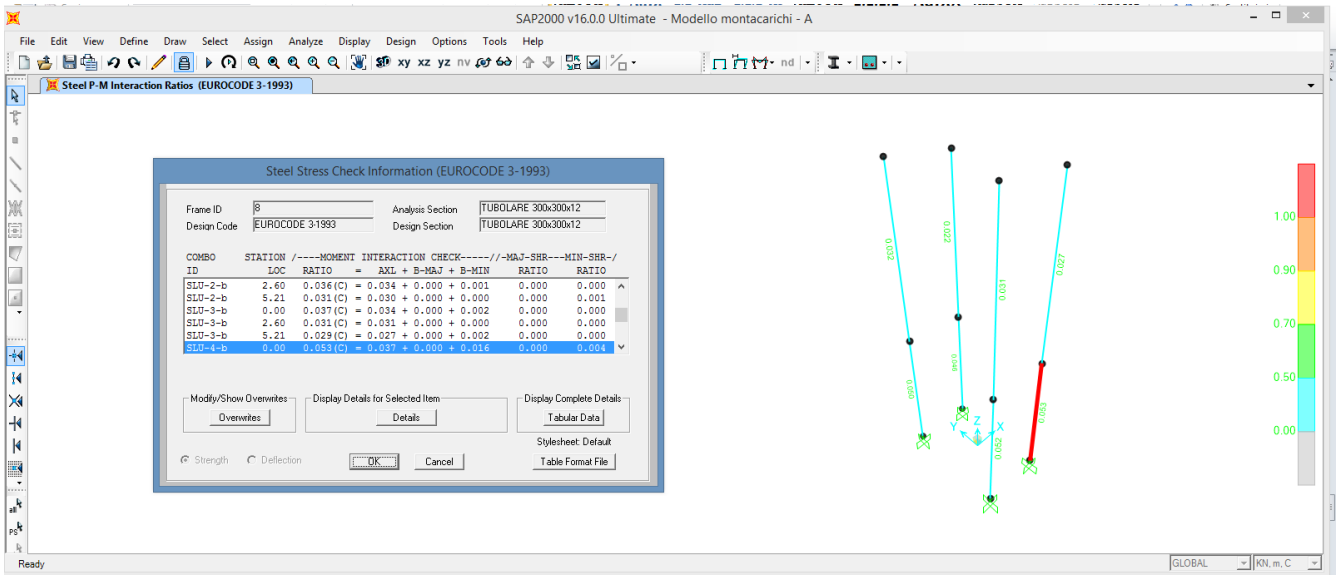


Figura 9 - Report verifica tubolari 300x300x12

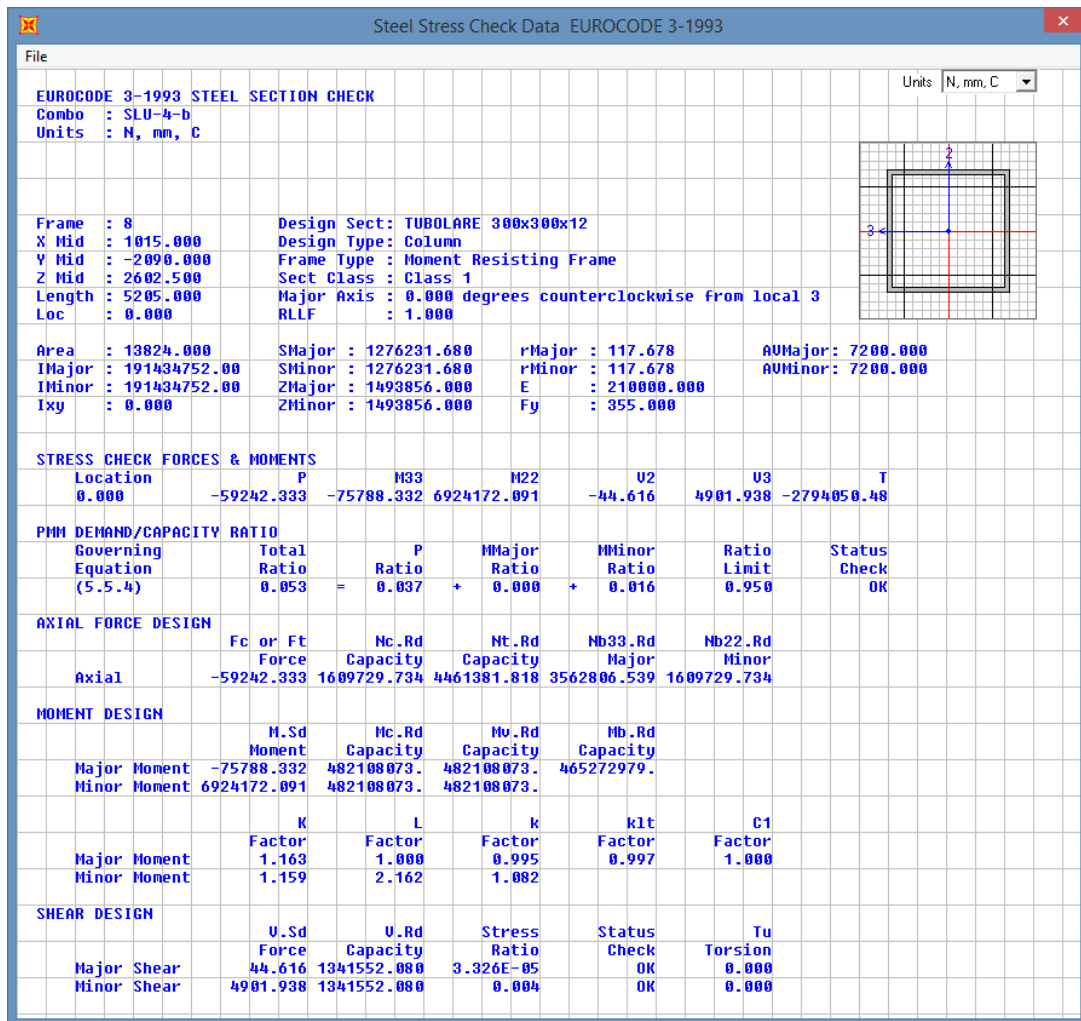


Figura 10 - Report verifica tubolare 300x300x12 maggiormente sollecitato

8.2 VERIFICA DELLE TRAVI HSL1000/192

Di seguito si riporta la verifica delle travi HSL1000/192 che costituiscono i traversi di piano della struttura del montacarichi.

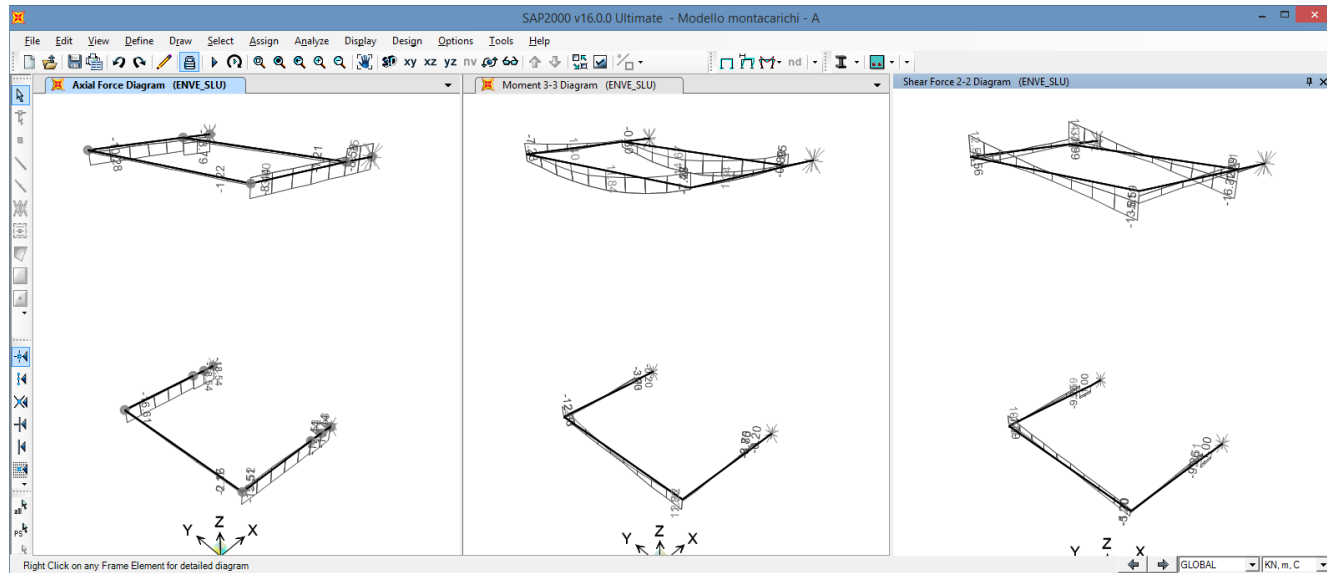
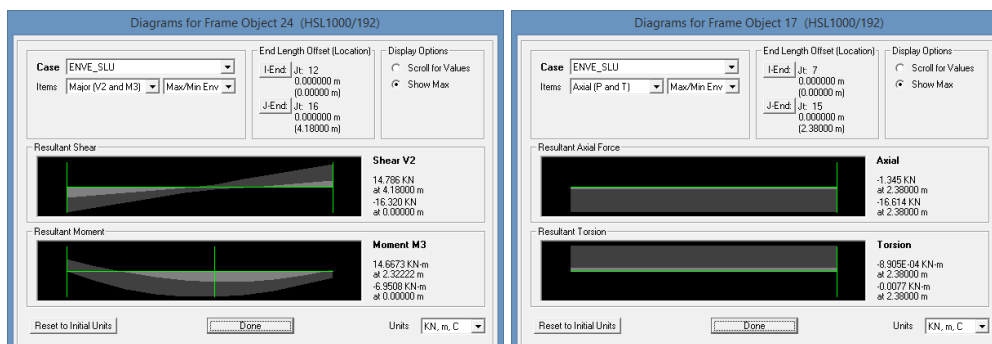


Figura 11 - diagrammi massime sollecitazioni (Involuppo SLU)



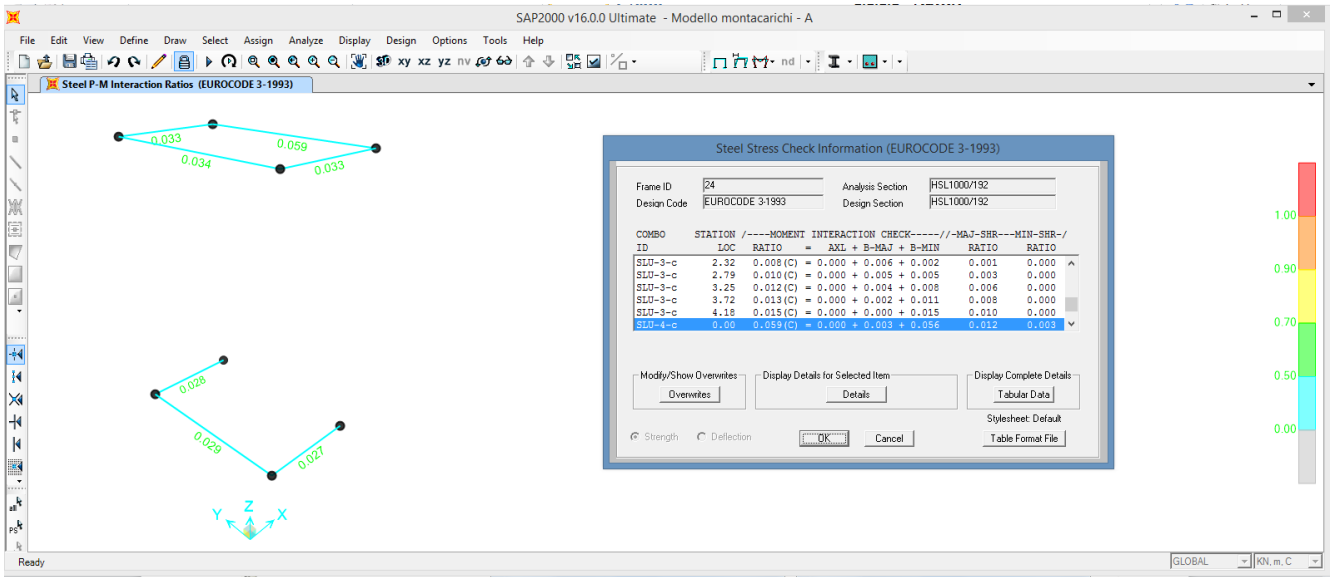


Figura 12 – Report verifica traversi HSL1000/192

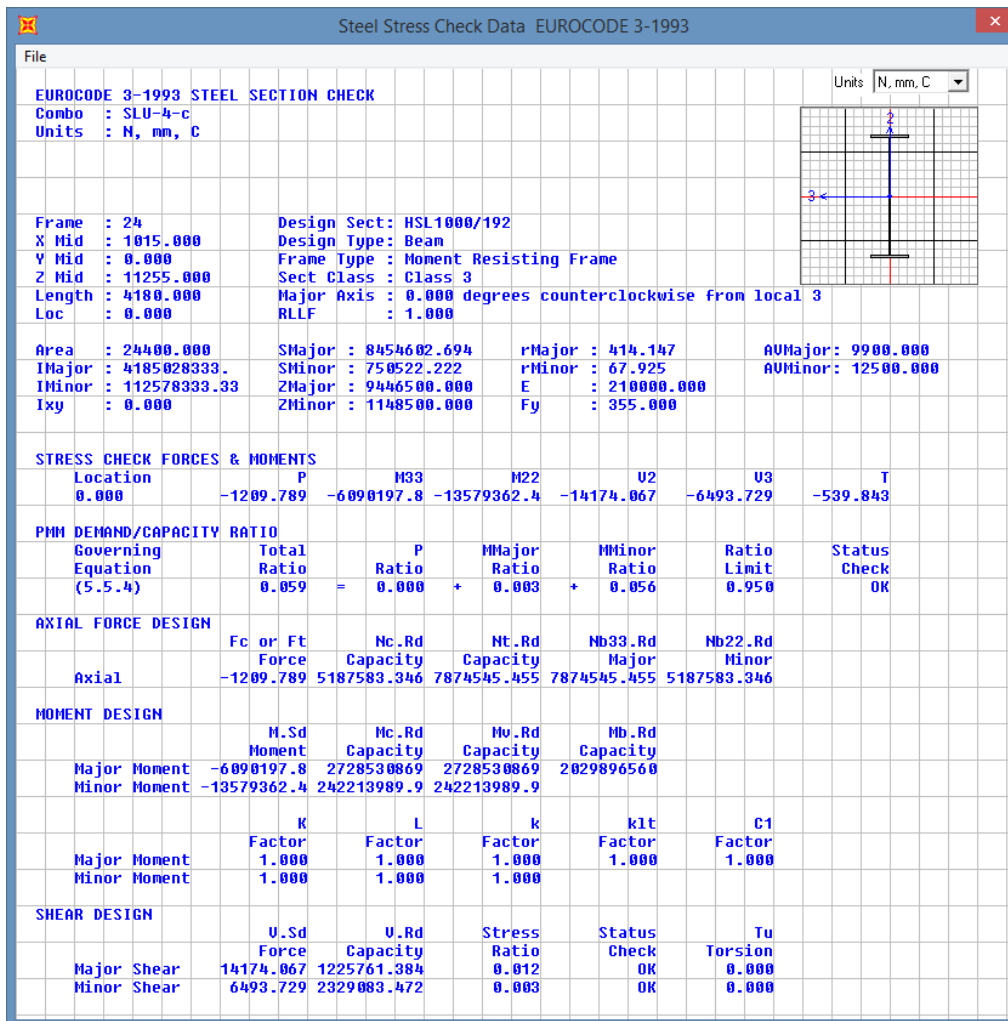
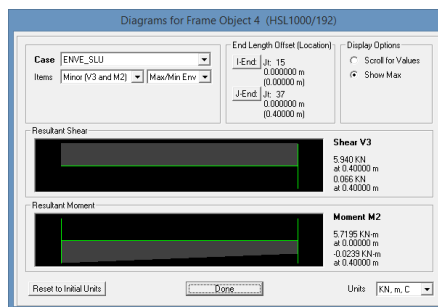
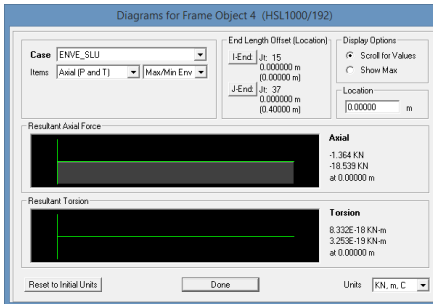
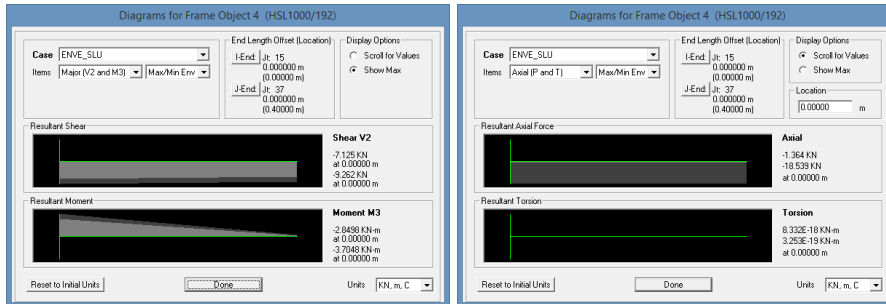


Figura 13 - Report verifica traverso HSL1000/192 maggiormente sollecitato

Per la verifica dei monconi HSL1000/192 di ancoraggio alla struttura esistente si considerano le seguenti sollecitazioni massime di verica allo stato limite ultimo.

- Livello piano primo



Saldati Simmetrici - Doppio T Ali Uguali - F1 per aiuto

Edizione Profilo Utente

Acciaio S355 (Fe510) fy (N/mm2) 355 fu 510

Lunghezze di libera inflessione [m]

fy 0.8 fz 0.8

Designation	g (Kg/m)	h (mm)	b (mm)	tw (mm)	tf (mm)	r (mm)
Utente 1	181.5	1,000	260	8.00	30.00	10.00
HSL1000/192	191.5	990	300	10.00	25.00	6.00
HSL900/178	177.1	890	300	9.00	25.00	6.00
Utente 2	194.1	1,200	260	8.00	30.00	10.00

g (Kg/m): 191.5
 h (mm): 990
 b (mm): 300
 tw (mm): 10
 tf (mm): 25
 r (mm): 6

N_{Sd} [kN]: 18.54
 M_{y,Rd} [kNm]: 6.507
 M_{z,Rd} [kNm]: 3.7
 M_{1,Sd} [kNm]: 3.70
 M_{2,Sd} [kNm]: 0

Classe Sezione: Compressione 4, Flessione My 3, Flessione Mz 1, Presso-Flessione 3

Verifica Presso-Flessione - EC3 (edizione 1992) #5.5.4.

HSL1000/192 Acciaio S355 (Fe510) fy (N/mm2) 355

N_{Sd} [kN] 18.54

	y-y	z-z
Inflessione attorno all'asse		
l ₀ [m]	0.8	0.8
Snellezza λ	1.932	11.78
M _{y,Rd} [kNm]	6.507	6.507
M _{1,Sd} [kNm]	3.70	5.72
M _{2,Sd} [kNm]	0	0
β _M	1.8	1.8
μ	-0.009	-0.055
k	1.000	1.000
M _{e,Rd} [kNm]	2,858	388.3
M _{Sd} [kNm]	3.7	5.72

Resistenza della sezione: 0.026 OK ?
 Instabilità flessio-torsionale: 0.019 OK ?

Flessione e compressione assiale - Classe 3 - EC3 #5.5.4.(3)

$$\frac{N_{Sd}}{N_{b,Rd,min}} + k_y \frac{M_{y,Sd}}{M_{e,Rd1}} + k_z \frac{M_{z,Sd}}{M_{e,Rd1}} = 0.003 + 0.001 + 0.023 = 0.027 \quad \text{OK}$$

Resistenza della sezione a flessione e forza assiale - EC3 #6.2.9

HSL1000/192 Acciaio S355 (Fe510) fy (N/mm2) 355

N_{Sd} [kN] 18.54 M_{y,Sd} [kNm] 3.7 M_{z,Sd} [kNm] 5.72

Presso-Flessione deviata - EC3 #6.2.9.2 (1) - Sezione di classe 3

$$\frac{N_{Sd}}{N_{pl,Rd}} + \frac{M_{y,Sd}}{M_{e1,y,Rd}} + \frac{M_{z,Sd}}{M_{e1,z,Rd}} = 0.002 + 0.001 + 0.023 = 0.026 \quad \text{OK}$$

Resistenza della membratura all'instabilità flessio-torsionale - EC3 (edizione...)

HSL1000/192 Acciaio S355 (Fe510) fy (N/mm2) 355

Momento resistente di progetto all'instabilità flessio-torsionale (solo My) - EC3 #5.5.2

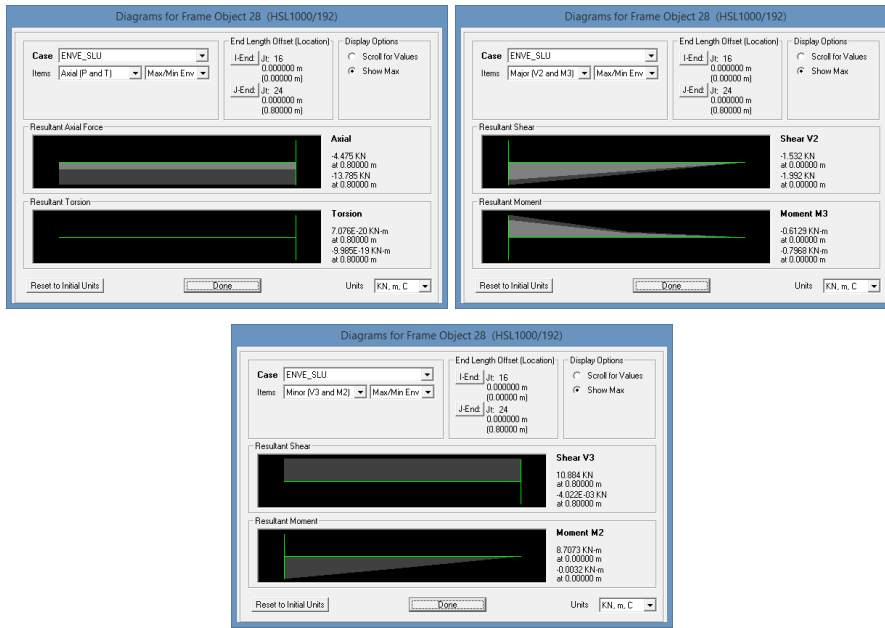
M_{or} [kNm] = 331,252 M_{e,Rd} [kNm] = 2,858

$$\bar{\chi}_{LT} = \sqrt{\frac{M_{e,Rd} \gamma_{M0}}{M_{or}}} = 0.095 \quad \chi_{LT} = 1 \quad M_{b,Rd} [kNm] = 2,858$$

Resistenza all'instabilità flessio torsionale (flessione e compressione) - Classe 3 - EC3 #5.5.4. (4)

$$\frac{N_{Sd}}{N_{b,Rd}} + \frac{k_{LT} M_{y,Sd}}{M_{b,Rd}} + \frac{k_z M_{z,Sd}}{M_{e,z,Rd1}} = \frac{18.54}{6.507} + \frac{1 \times 3.7}{2.858} + \frac{1.000 \times 5.72}{388.3} = 0.003 + 0.001 + 0.015 = 0.019 \quad \text{OK}$$

- Livello piano copertura



Saldati Simmetrici - Doppio T Ali Uguali - F1 per aiuto

File Tipo Profilo Giunto Flangiato Acciaio Cts ?

Edita Profilo Utente: Aggiungi Modifica Elimina

Ordina per: Wy, ly, g

Acciaio: S355 (Fe510) fy (N/mm2): 355 fu: 510

Lunghezze di libera inflessione [m]: Dy: 0.8 Iz: 0.8

Aggiorna Tabella

Designation	g [Kg/m]	h [mm]	b [mm]	tw [mm]	tf [mm]	t [mm]	Z
Utente 1	181.5	1.000	260	8.00	30.00	10.00	
HSL1000/192	191.5	990	300	10.00	25.00	6.00	
HSL900/178	177.1	890	300	9.00	25.00	6.00	
Utente 2	194.1	1.200	260	8.00	30.00	10.00	

Classificazione sezione: Compressione 4, Flessione My 3, Flessione Mz 1, Presso-Flessione 3

Verifica Presso-Flessione - EC3 (edizione 1992) #5.5.4.

HSL1000/192 Acciaio S355 (Fe510) fy (N/mm2) 355

$N_{s,d}$ [kN] 13.79

	y-y	z-z
Snellezza λ	1.932	11.78
$N_{b,Rd}$ [kN]	6.507	6.507
$M_{1,Sd}$ [kNm]	0.80	8.71
$M_{2,Sd}$ [kNm]	0	0
β_M	1.8	1.8
μ	-0.009	-0.055
k	1.000	1.000
$M_{c,Rd}$ [kNm]	2.858	388.3
$M_{s,d}$ [kNm]	0.8	8.71

Resistenza della sezione: 0.036 OK ?
 Instabilità flessione-torsionale: 0.025 OK ?

Flessione e compressione assiale - Classe 3 - EC3 #5.5.4.(3)

$$\frac{N_{s,d}}{N_{b,Rd,min}} + k_y \frac{M_{1,Sd}}{M_{c,Rd1}} + k_z \frac{M_{2,Sd}}{M_{c,Rd1}} = 0.002 + 0.000 + 0.034 = 0.037$$

Resistenza della sezione a flessione e forza assiale - EC3 #6.2.9

HSL1000/192 Acciaio S355 (Fe510) fy (N/mm2) 355

$N_{s,d}$ [kN] 13.79 $M_{1,Sd}$ [kNm] 0.8 $M_{2,Sd}$ [kNm] 8.71

Presso-Flessione deviata - EC3 #6.2.9.2 (1) - Sezione di classe 3

$$\frac{N_{s,d}}{N_{p,Rd}} + \frac{M_{1,Sd}}{M_{e1,Rd}} + \frac{M_{2,Sd}}{M_{e2,Rd}} = 0.002 + 0.000 + 0.034 = 0.036$$

Resistenza della membratura all'instabilità flessione-torsionale - EC3 (edizione 1992) #5.5.4.

HSL1000/192 Acciaio S355 (Fe510) fy (N/mm2) 355

Coefficienti C: C1 1.88 C2 0.0 C3 1

Coefficienti di lunghezza efficace: k 1.0 kv 1.0

Momento resistente di progetto all'instabilità flessione-torsionale (solo My) - EC3 #5.5.2

$$\bar{\chi}_{LT} = \sqrt{\frac{M_{c,Rd} \gamma_{M0}}{M_{cr}}} = 0.095 \quad \chi_{LT} = 1 \quad M_{b,Rd} [kNm] = 2.858$$

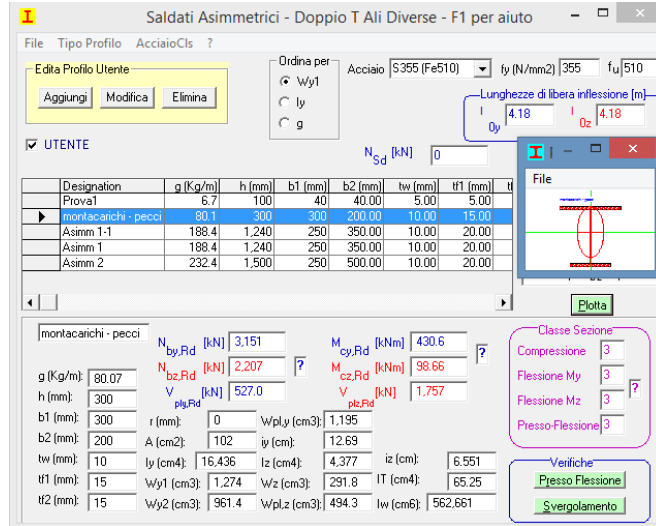
Resistenza all'instabilità flessione torsionale (flessione e compressione) - Classe 3 - EC3 #5.5.4. (4)

$$\frac{N_{s,d}}{N_{b,Rd}} + k_{LT} \frac{M_{1,Sd}}{M_{b,Rd}} + k_z \frac{M_{2,Sd}}{M_{c,Rd1}} = \frac{13.79}{6.507} + 1 \times 0.8 + \frac{1.000 \times 8.71}{388.3} = 0.002 + 0.000 + 0.022 = 0.025$$

Come si evince dalle precedenti immagini le verifiche risultano ampiamente soddisfatte.

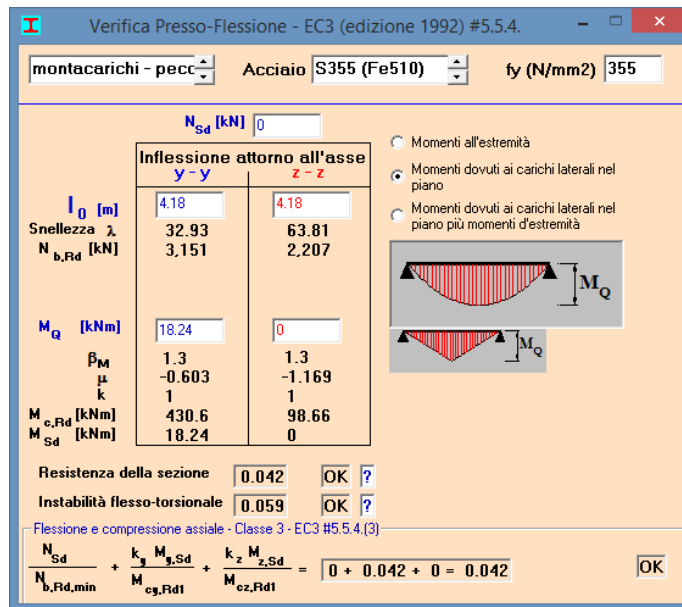
8.3 VERIFICA DELLA TRAVE A PIATTI SALDATI

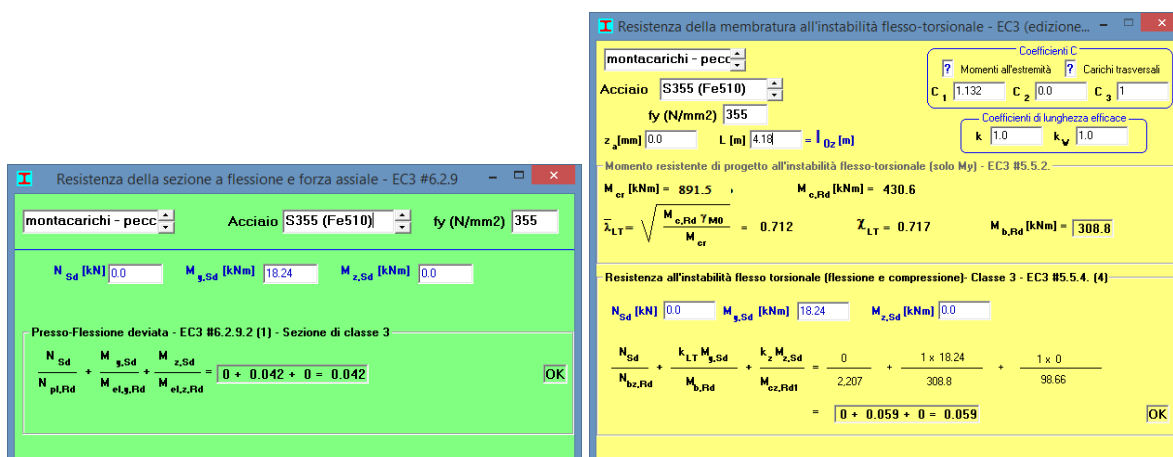
Al livello del piano primo della struttura del montacarichi è previsto l’inserimento di una trave in semplice appoggio in modo da garantire la continuità di piano dell’impalcato esistente (vedi elaborati grafici). La sezione della trave sarà del tipo a doppio “T” con ali diverse, costituita da piatti saldati, come illustrato nella seguente immagine



Assumendo come già descritto, lo schema di calcolo di trave semplicemente appoggiata ($L = 4.18$ m), il carico di verifica uniformemente distribuito allo stato limite risulta pari a 8.35 kN/m, per cui le massime sollecitazioni di verifica risultano pari a:

$$M_{\max} 18.24 \text{ kNm} \quad T_{\max} 17.46 \text{ kN}$$





Come si evince dalle precedenti immagini le verifiche risultano ampiamente soddisfatte.

8.4 VERIFICA DELLE UNIONI

8.4.1 VERIFICA DELL'UNIONE CORRENTE

Il collegamento tra i traversi (HSL1000/192) e i tronchetti (HSL1000/192) saldati ai tubolari con saldature a piena penetrazione, viene effettuato mediante un'unione corrente. In particolare si prevede di disporre 6+6 bulloni M20 con piastre coprigiunto di spessore pari a 12 mm, per il collegamento delle 2 ali del profilato, e 10+10 bulloni M20 con piastre coprigiunto di spessore pari a 6 mm, per il collegamento dell'anima del profilato.

La verifica della bullonatura viene condotta considerando le seguenti sollecitazioni massime allo SLU.

$$M_{\max} 14.67 \text{ kNm} \quad T_{\max} 16.32 \text{ kN}$$

Verifica dei bulloni

Considerando efficaci esclusivamente le due ali del profilato, per effetto del momento flettente M_{\max} , la tensione massima nelle ali della sezione risulta pari a 2.08 N/mm^2 , e l'azione massima sollecitante la bullonatura delle ali è costituita da un'azione tagliante pari a 15.59 kN . Ciascun bullone è dunque sollecitato da uno sforzo di di taglio pari a $F_v = 2.60 \text{ kN} / n = 1.30 \text{ kN}$ ($n = 2$ / nel caso in esame si hanno due piani di taglio).

Applicando la relazione 4.2.58 delle NTC 2008 si ha che la resistenza di calcolo a taglio di un singolo bullone è pari a

$$F_{v,Rd} = 0.5 \cdot f_{tb} \cdot A_{res} / \gamma_{M2} = 0.5 \cdot 1000 \text{ N/mm}^2 \cdot 245 \text{ mm}^2 / 1.25 = 98000.00 \text{ N} = 98.00 \text{ kN}$$

La resistenza di calcolo a rifollamento $F_{b,Rd}$ del piatto dell'unione si determina mediante la relazione 4.2.61 delle NTC 2008.

$$F_{b,Rd} = k \cdot \alpha \cdot d \cdot t \cdot f_{tk} / \gamma_{M2} = 2.50 \cdot 0.476 \cdot 20 \text{ mm} \cdot 12 \text{ mm} \cdot 510 \text{ N/mm}^2 / 1.25 = 116571.43 \text{ N} = 116.57 \text{ kN}$$

La resistenza di calcolo a rifollamento $F_{b,Rd}$ delle ali del profilato HSL1000/192 si determina mediante la relazione 4.2.61 delle NTC 2008.

$$F_{b,Rd} = k \cdot \alpha \cdot d \cdot t \cdot f_{tk} / \gamma_{M2} = 2.50 \cdot 0.476 \cdot 20\text{mm} \cdot 25\text{mm} \cdot 510\text{ N/mm}^2 / 1.25 = 242857.14\text{ N} = 242.86\text{ kN}$$

La resistenza della singola unione a taglio è pari al minimo tra $F_{v,Rd}$ e $F_{b,Rd}$ e risulta superiore al massimo valore sollecitante e quindi la **verifica è soddisfatta**.

Per quanto riguarda la verifica della bullonatura dell'anima, si ipotizza che questa debba assorbire interamente il taglio massimo T_{\max} . Avremo quindi che la bullonatura in questione è sollecitata da un'azione tagliante pari a 16.32 kN applicata con un'eccentricità di 35 mm. Il bullone più sollecitato è quindi sottoposto ad uno sforzo di taglio pari a $F_v = 2.43\text{ kN} / 2 = 1.21\text{ kN}$ (anche nel caso in esame si hanno due piani di taglio).

Applicando la relazione 4.2.58 delle NTC 2008 si ha che la resistenza di calcolo a taglio di un singolo bullone è pari a

$$F_{v,Rd} = 0.5 \cdot f_{tb} \cdot A_{res} / \gamma_{M2} = 0.5 \cdot 1000\text{ N/mm}^2 \cdot 245\text{ mm}^2 / 1.25 = 98000.00\text{ N} = 98.00\text{ kN}$$

La resistenza di calcolo a rifollamento $F_{b,Rd}$ del piatto dell'unione si determina mediante la relazione 4.2.61 delle NTC 2008.

$$F_{b,Rd} = k \cdot \alpha \cdot d \cdot t \cdot f_{tk} / \gamma_{M2} = 2.50 \cdot 0.55\bar{5} \cdot 20\text{mm} \cdot 6\text{mm} \cdot 510\text{ N/mm}^2 / 1.25 = 68000.00\text{ N} = 68.00\text{ kN}$$

La resistenza di calcolo a rifollamento $F_{b,Rd}$ dell'anima del profilato HSL1000/192 si determina mediante la relazione 4.2.61 delle NTC 2008.

$$F_{b,Rd} = k \cdot \alpha \cdot d \cdot t \cdot f_{tk} / \gamma_{M2} = 2.50 \cdot 1 \cdot 20\text{mm} \cdot 10\text{mm} \cdot 510\text{ N/mm}^2 / 1.25 = 204000.00\text{ N} = 204\text{ kN}$$

La resistenza della singola unione a taglio è pari al minimo tra $F_{v,Rd}$ e $F_{b,Rd}$ e risulta superiore al massimo valore sollecitante e quindi la **verifica è soddisfatta**.

Verifica delle piastre di coprighiunto

Le piastre coprighiunto delle ali del profilato HSL1000/192 sono costituite da piatti di spessore 12 mm di acciaio S355. La sezione resistente dei coprighiunti, considerando la presenza dei fori per i bulloni, è pari a 5472 mm^2 , ed è soggetta ad uno sforzo di trazione pari a 15.59 kN.

$$\sigma_{x,Ed} = \frac{15.59\text{ kN}}{5472\text{ mm}^2} = 2.85\text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{z,Ed} = 0.00\text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{Ed} = 0.00\text{ N/mm}^2$$

Per la verifica occorre che

$$\sigma_{x,Ed}^2 + \sigma_{z,Ed}^2 - \sigma_{z,Ed} \cdot \sigma_{x,Ed} + 3 \cdot \tau_{sd}^2 \leq \left(\frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} \right)^2 \implies \text{verifica soddisfatta}$$

Le piastre coprighiunto dell'anima del profilato HSL1000/192 sono costituite da piatti di spessore 6 mm di acciaio S355. La sezione resistente dei coprighiunti, è costituita da una sezione rettangolare di altezza 790 mm e base 6 mm, soggetta ad uno sforzo di taglio pari a 8.16 kN.

$$\sigma_{x,Ed} = 0.00\text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{z,Ed} = 0.00 N / mm^2$$

$$\tau_{Ed} = \frac{8.16 kN}{790 mm \cdot 6 mm} = 1.72 N / mm^2$$

Per la verifica occorre che

$$\sigma_{x,Ed}^2 + \sigma_{z,Ed}^2 - \sigma_{z,Ed} \cdot \sigma_{x,Ed} + 3 \cdot \tau_{sd}^2 \leq \left(\frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} \right)^2 \implies \text{verifica soddisfatta}$$

8.4.2 VERIFICA DELL'UNIONE A TAGLIO DELLA TRAVE A PIATTI SALDATI

Il collegamento della trave a piatti saldati, posta al livello del piano primo per garantire la continuità di piano dell'impalcato esistente viene effettuato mediante un'unione bullonata a taglio. In particolare si prevede di disporre 3+3 bulloni M20 con piastre coprighiunto di spessore pari a 6 mm, in modo da effettuare il collegamento dell'anima del profilato.

La verifica della bullonatura viene condotta considerando le seguenti sollecitazioni massime allo SLU.

$$T_{max} 17.46 \text{ kN}$$

Verifica dei bulloni

La bullonatura in questione è sollecitata da un'azione tagliante pari a 17.46 kN applicata con un'eccentricità di 35 mm. Il bullone più sollecitato è quindi sottoposto ad uno sforzo di taglio pari a $F_v = 10.91 \text{ kN} / 2 = 5.46 \text{ kN}$ (anche nel caso in esame si hanno due piani di taglio).

Applicando la relazione 4.2.58 delle NTC 2008 si ha che la resistenza di calcolo a taglio di un singolo bullone è pari a

$$F_{v,Rd} = 0.5 \cdot f_{tb} \cdot A_{res} / \gamma_{M2} = 0.5 \cdot 1000 N / mm^2 \cdot 245 mm^2 / 1.25 = 98000.00 N = 98.00 kN$$

La resistenza di calcolo a rifollamento $F_{b,Rd}$ del piatto dell'unione si determina mediante la relazione 4.2.61 delle NTC 2008.

$$F_{b,Rd} = k \cdot \alpha \cdot d \cdot t \cdot f_{tk} / \gamma_{M2} = 2.50 \cdot 0.635 \cdot 20 mm \cdot 6 mm \cdot 510 N / mm^2 / 1.25 = 77714.29 N = 77.71 kN$$

La resistenza di calcolo a rifollamento $F_{b,Rd}$ dell'anima della trave si determina mediante la relazione 4.2.61 delle NTC 2008.

$$F_{b,Rd} = k \cdot \alpha \cdot d \cdot t \cdot f_{tk} / \gamma_{M2} = 2.50 \cdot 1 \cdot 20 mm \cdot 10 mm \cdot 510 N / mm^2 / 1.25 = 204000.00 N = 204.00 kN$$

La resistenza della singola unione a taglio è pari al minimo tra $F_{v,Rd}$ e $F_{b,Rd}$ e risulta superiore al massimo valore sollecitante e quindi la **verifica è soddisfatta**.

Verifica delle piastre di coprighiunto

Le piastre coprighiunto dell'anima della trave sono costituiti da piatti di spessore 6 mm di acciaio S355. La sezione resistente dei coprighiunti, è costituita da una sezione rettangolare di altezza 200 mm e base 6 mm, soggetta ad uno sforzo di taglio pari a 8.73 kN.

$$\sigma_{x,Ed} = 0.00 N / mm^2$$

$$\sigma_{z,Ed} = 0.00 N / mm^2$$

$$\tau_{Ed} = \frac{8.73kN}{200mm \cdot 6mm} = 7.275N / mm^2$$

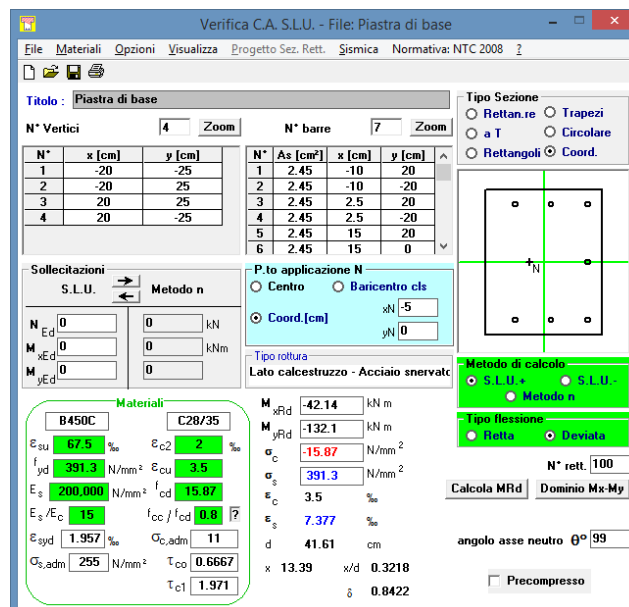
Per la verifica occorre che

$$\sigma_{x,Ed}^2 + \sigma_{z,Ed}^2 - \sigma_{z,Ed} \cdot \sigma_{x,Ed} + 3 \cdot \tau_{sd}^2 \leq \left(\frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} \right)^2 \implies \text{verifica soddisfatta}$$

8.4.3 VERIFICA DELLA PIASTRA DI BASE

I tubolari 300x300x12 mm che costituiscono i montanti della struttura del montacarichi sono fissati al piede a due pareti in c.a di nuova realizzazione con spessore pari a 50 cm, mediante delle piastre metalliche di spessore pari a 30 mm e 7 tirafondi M20 annegati all'interno delle pareti in c.a.

Per la verifica del collegamento si effettua la verifica a pressoflessione deviata di una sezione rettangolare in cemento armato come quella riportata nella seguente immagine.



Le massime sollecitazioni di verifica risultano le seguenti:

- N_{max} 67.76 kN sforzo normale massimo di compressione
- N_{min} 38.00 kN sforzo normale minimo di compressione
- M_{trasv} ± 16.67 kNm momento trasversale massimo
- M_{trasv} ± 5.74 kNm momento longitudinale massimo

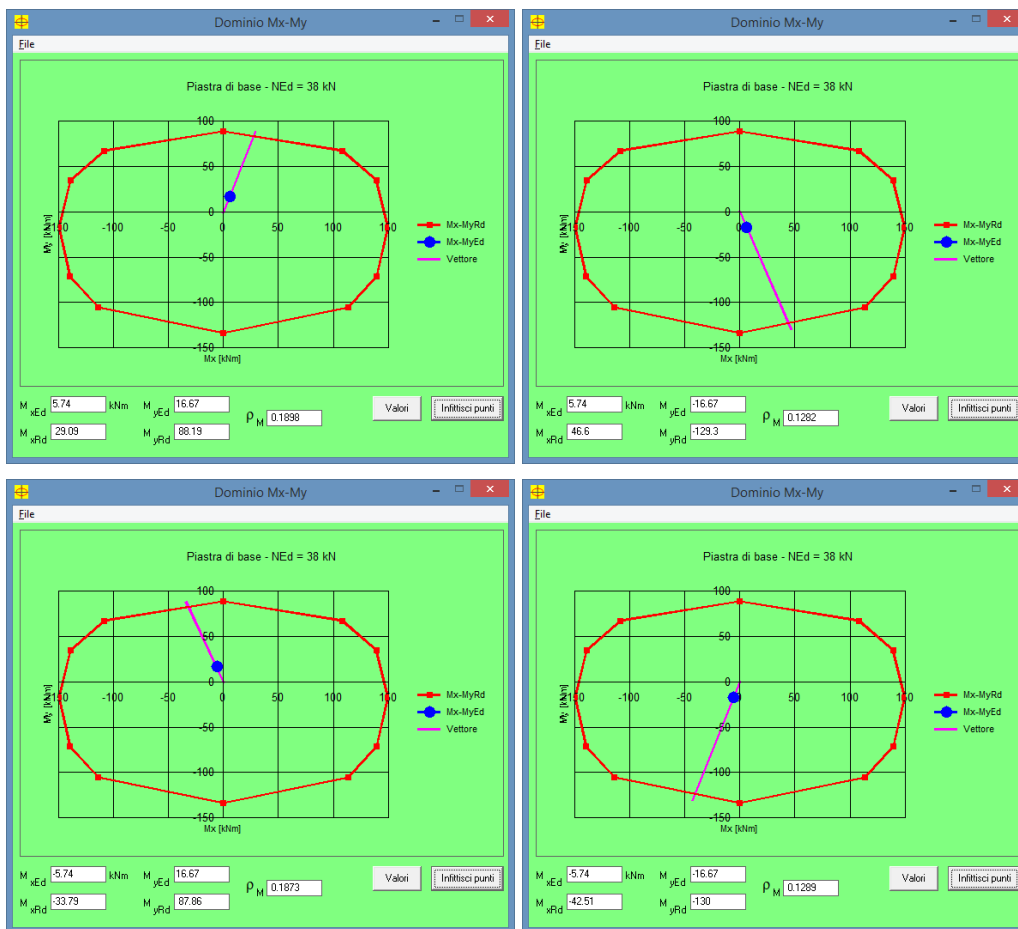
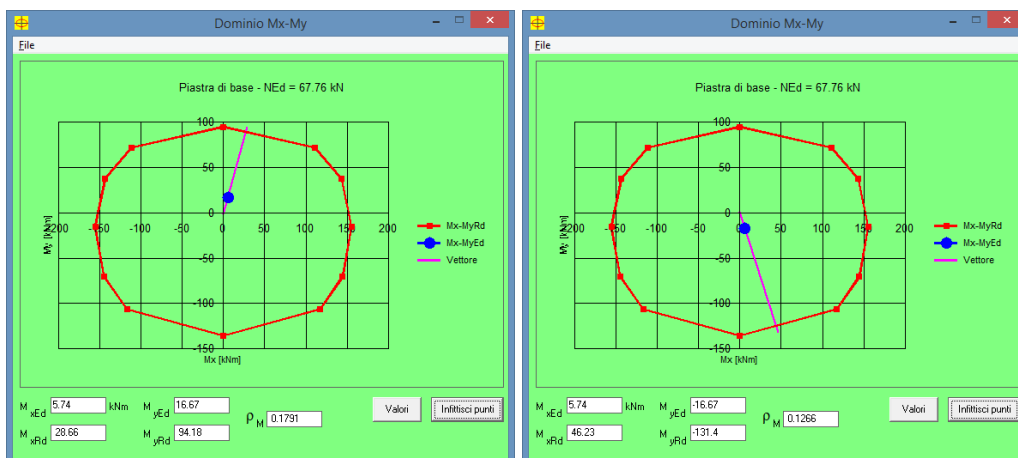


Figura 14 - Report verifica a pressoflessione SLU - Sforzo Normale di compressione minimo



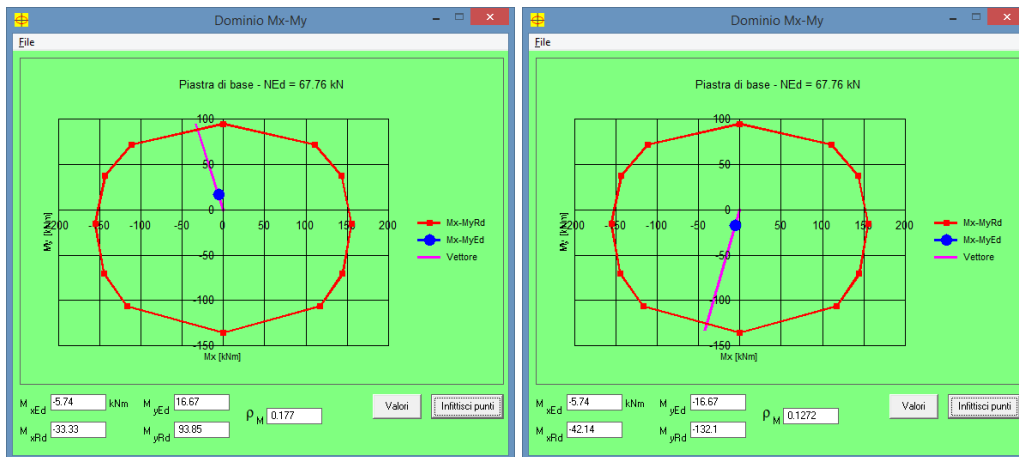


Figura 15 - Report di verifica a pressoflessione SLU - Sforzo Normale di compressione massimo

Dalle precedenti immagini si evince che le verifiche risultano soddisfatte.

Verifica dello spessore della piastra di base

Per la verifica dello spessore della piastra di base si considerano due schemi statici di verifica.

Nel primo caso si considera lo schema statico di una mensola di luce pari a 100 mm caricata con un carico uniformemente distribuito pari ad una pressione pari a 3.01 N/mm². Considerando una sezione di larghezza unitaria si ha che:

$$M_{Ed} = 15025 Nmm \quad V_{Ed} = 300.5 N$$

$$\sigma_{x,Ed} = \frac{15025 Nmm}{150 mm^3} = 100.17 N/mm^2$$

$$\sigma_{z,Ed} = 0.00 N/mm^2$$

$$\tau_{Ed} = \frac{300 N}{30 mm^2} = 10.02 N/mm^2$$

Per la verifica occorre che

$$\sigma_{x,Ed}^2 + \sigma_{z,Ed}^2 - \sigma_{z,Ed} \cdot \sigma_{x,Ed} + 3 \cdot \tau_{sd}^2 \leq \left(\frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} \right)^2 \implies \text{verifica soddisfatta}$$

Nel secondo caso si considera lo schema statico di una mensola di luce pari a 50 mm caricata all'estremità da un carico concentrato pari a 16363.55 N (245 mm² · 66.79 N/mm²) Considerando una sezione resistente di base 100 mm e altezza pari allo spessore della piastra (30 mm) si ha che:

$$M_{Ed} = 818177.5 Nmm \quad V_{Ed} = 16363.55 N$$

$$\sigma_{x,Ed} = \frac{818177.5 Nmm}{15000 mm^3} = 54.55 N/mm^2$$

$$\sigma_{z,Ed} = 0.00 N/mm^2$$

$$\tau_{Ed} = \frac{16363.55N}{3000mm^2} = 5.45N/mm^2$$

Per la verifica occorre che

$$\sigma_{x,Ed}^2 + \sigma_{z,Ed}^2 - \sigma_{z,Ed} \cdot \sigma_{x,Ed} + 3 \cdot \tau_{sd}^2 \leq \left(\frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} \right)^2 \implies \text{verifica soddisfatta}$$

8.5 VERIFICA DEGLI SPOSTAMENTI LATERALI

La verifica degli spostamenti laterali della struttura è stata condotta secondo quanto indicato al punto 4.2.4.2.2 delle NTC 2008, verificando che per le combinazioni caratteristiche delle azioni, gli spostamenti ottenuti alla sommità delle colonne risultino limitati ad una frazione dell'altezza della colonna e dell'altezza complessiva dell'edificio. I limiti assunti nella presente verifica sono quelli relativi ad edifici multipiano e riportati nella Tab. 4.2.XI delle NTC 2008. In particolare sono stati assunti i seguenti limiti superiori:

$$\frac{\delta}{h} = \frac{1}{300} \quad \frac{\Delta}{H} = \frac{1}{300}$$

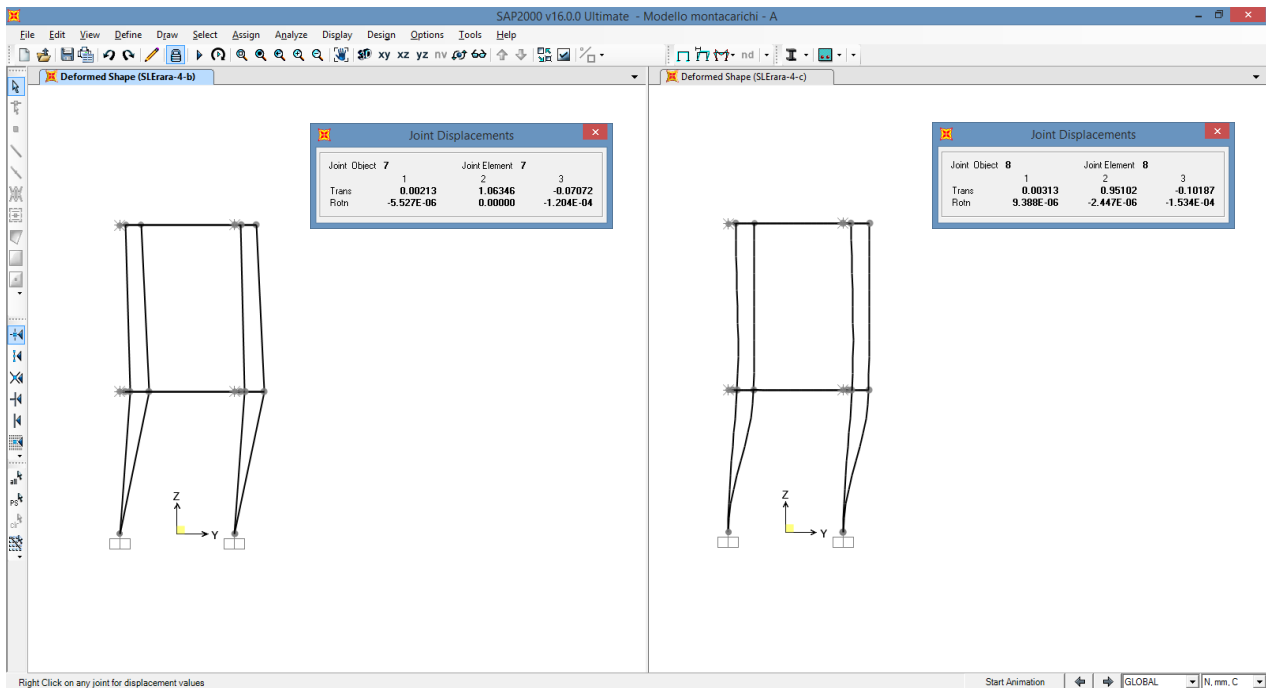
Nella seguente tabella vengono esplicitati i risultati delle verifiche più gravose.

MAX in DIREZIONE U1

δ_{p1} (mm)	h_1 (mm)		δ_{pc} (mm)	h_2 (mm)		Δ (mm)	H (mm)	
0.00662	5205	verifica soddisfatta	0.00053	6050	verifica soddisfatta	0.00351	11255	verifica soddisfatta
0.00707	5205	verifica soddisfatta	0.00209	6050	verifica soddisfatta	0.00462	11255	verifica soddisfatta
0.00182	5205	verifica soddisfatta	0.00015	6050	verifica soddisfatta	0.00090	11255	verifica soddisfatta
0.00193	5205	verifica soddisfatta	0.00117	6050	verifica soddisfatta	0.00144	11255	verifica soddisfatta

MAX in DIREZIONE U2

δ_{p1} (mm)	h_1 (mm)		δ_{pc} (mm)	h_2 (mm)		Δ (mm)	H (mm)	
1.06500	5205	verifica soddisfatta	0.17100	6050	verifica soddisfatta	0.95200	11255	verifica soddisfatta
1.06300	5205	verifica soddisfatta	0.16900	6050	verifica soddisfatta	0.95100	11255	verifica soddisfatta
0.37600	5205	verifica soddisfatta	0.04800	6050	verifica soddisfatta	0.27600	11255	verifica soddisfatta
0.36800	5205	verifica soddisfatta	0.04800	6050	verifica soddisfatta	0.27500	11255	verifica soddisfatta



8.6 VERIFICA DELLE OPERE IN C.A.

8.6.1 Verifica della platea di fondazione

8.6.1.1 Verifiche allo stato limite ultimo

Verifica a flessione

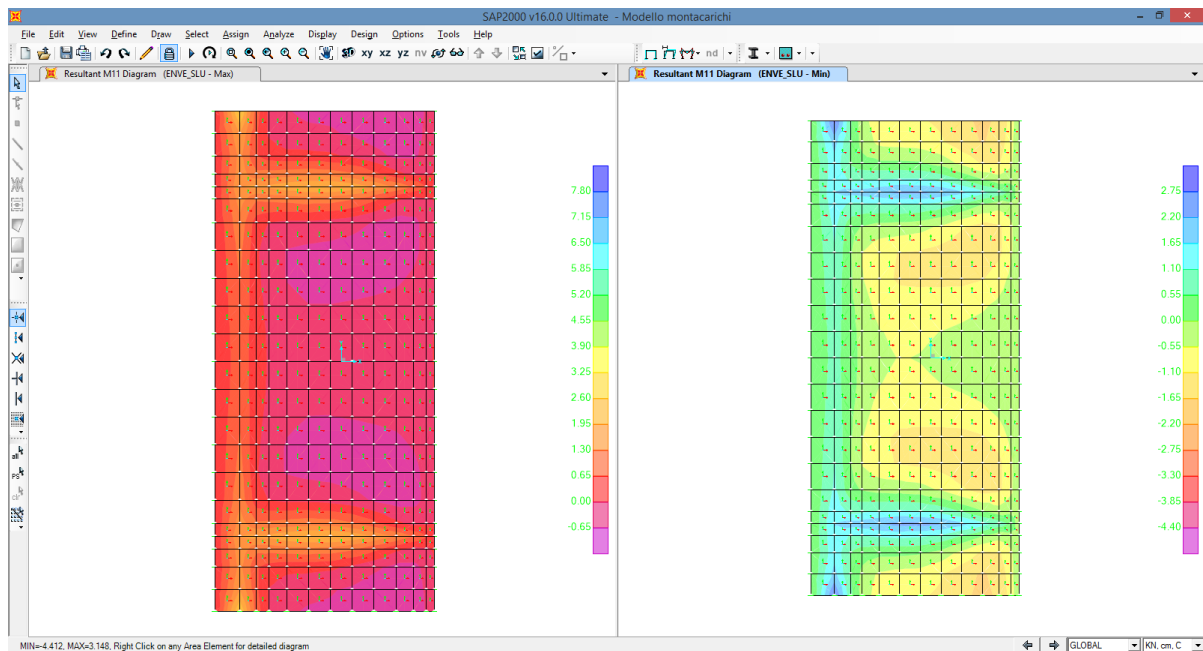


Figura 16 - sollecitazioni flettenti M11 platea di fondazione (involuppo SLU)

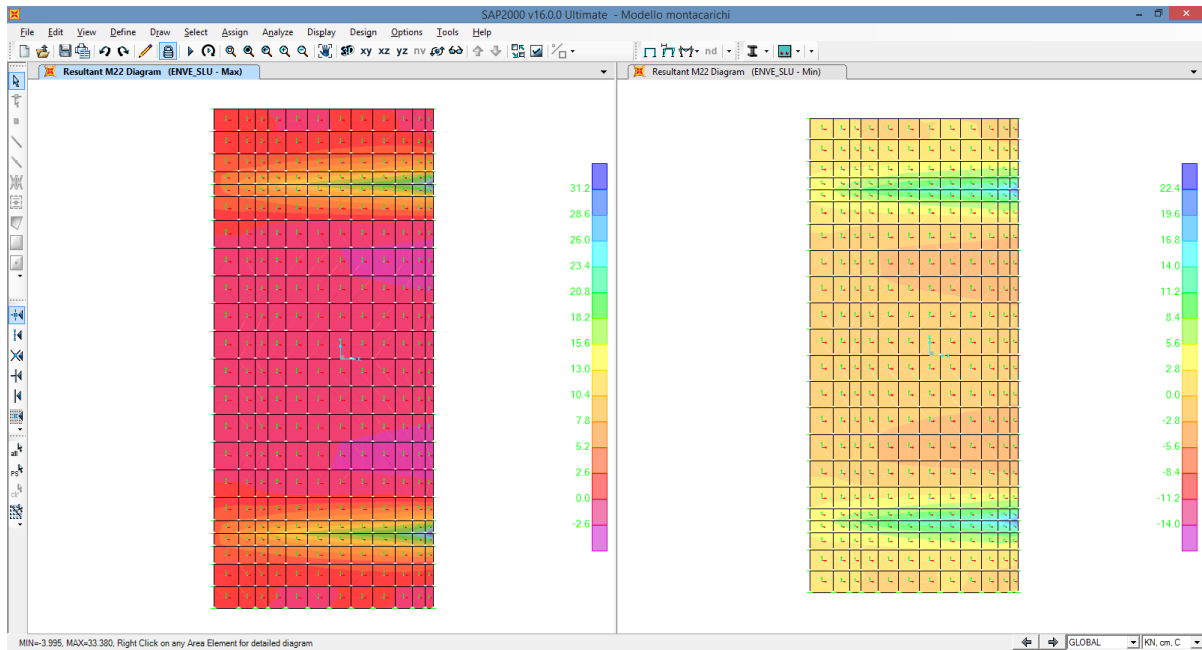


Figura 17 - sollecitazioni flettenti M22 platea di fondazione (involuppo SLU)

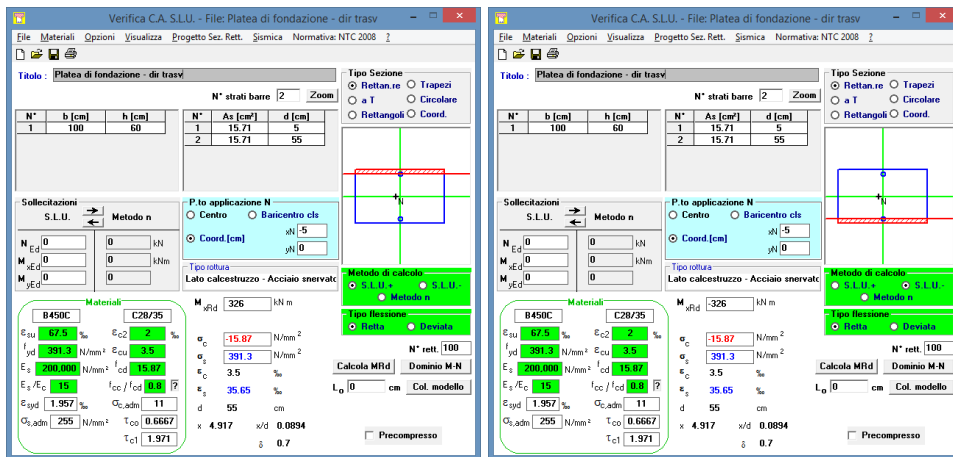


Figura 18 - Momenti resistenti direzione trasversale platea di fondazione

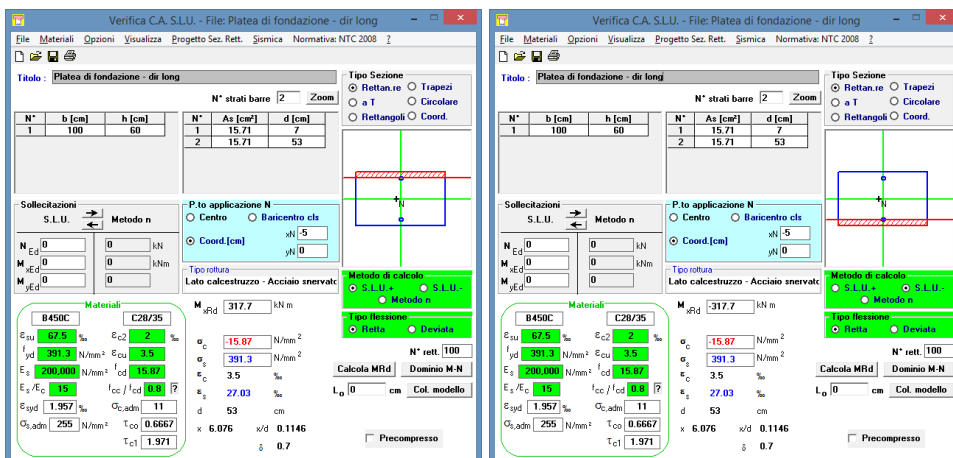


Figura 19 - Momenti resistenti direzione longitudinale platea di fondazione

Confrontando i valori riportati nelle precedenti immagini, si evince come le azioni sollecitanti risultino sempre inferiori a quelle resistenti, e quindi le verifiche risultano soddisfatte.

Verifica a taglio

La resistenza a taglio V_{Rd} della platea di fondazione viene valutata secondo quanto indicato al punto 4.1.2.1.3.1 delle NTC 2008 per gli elementi senza armature trasversali resistenti a taglio. Nel caso in esame, considerando una sezione di larghezza pari a 1 metro, il taglio resistente massimo è pari a 211.58 kN/m, e risulta sempre superiore ai valori sollecitanti raffigurati nelle seguenti immagini.

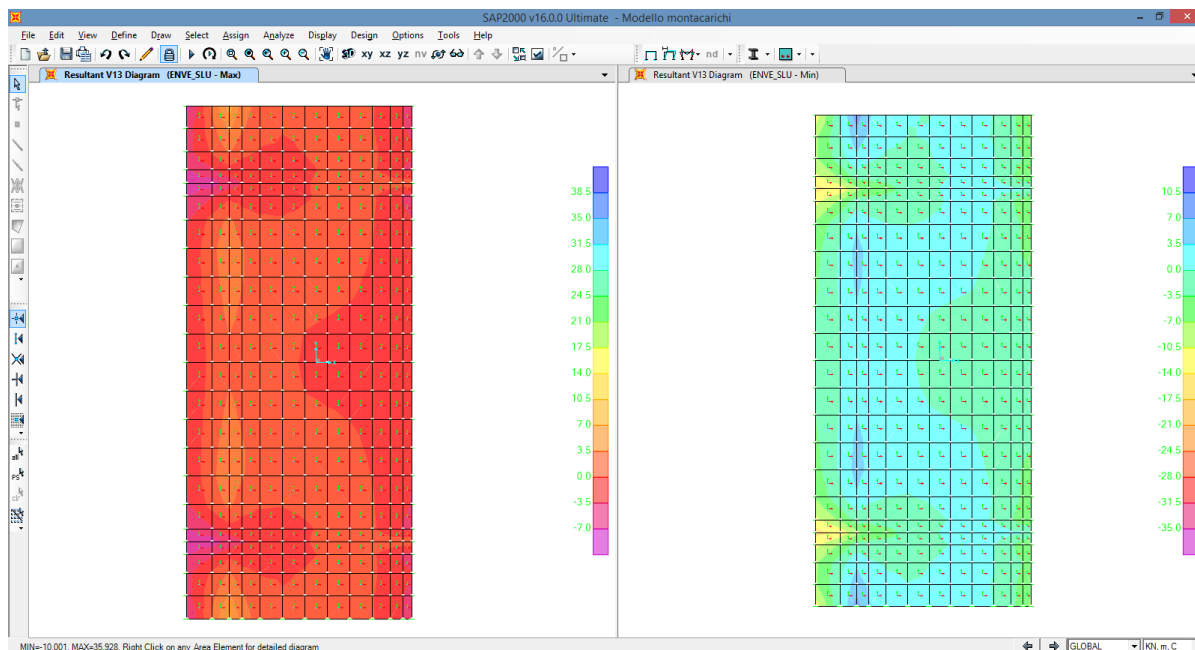


Figura 20 - sollecitazioni taglianti V13 platea di fondazione (involuppo SLU)

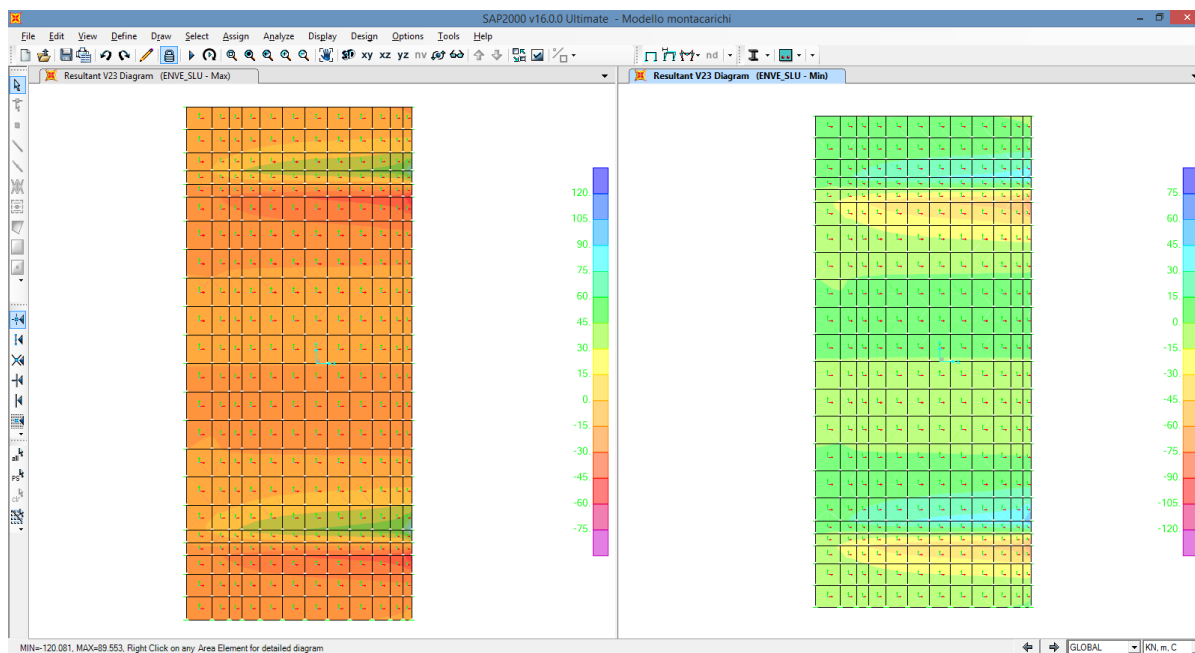


Figura 21 - sollecitazioni taglianti V23 platea di fondazione (involuppo SLU)

8.6.1.2 Verifiche allo stato limite di esercizio

Verifica delle tensioni di esercizio

Osservando le immagini seguenti, emerge come la tensione massima di compressione del calcestruzzo e la tensione massima dell'acciaio in condizioni di esercizio, risultino ampiamente inferiori ai limiti normativi, e quindi le verifiche risultano soddisfatte sia in combinazione caratteristica (rara) che quasi permanente. Si omettono le immagini relative alla combinazione di carico quasi permanente.

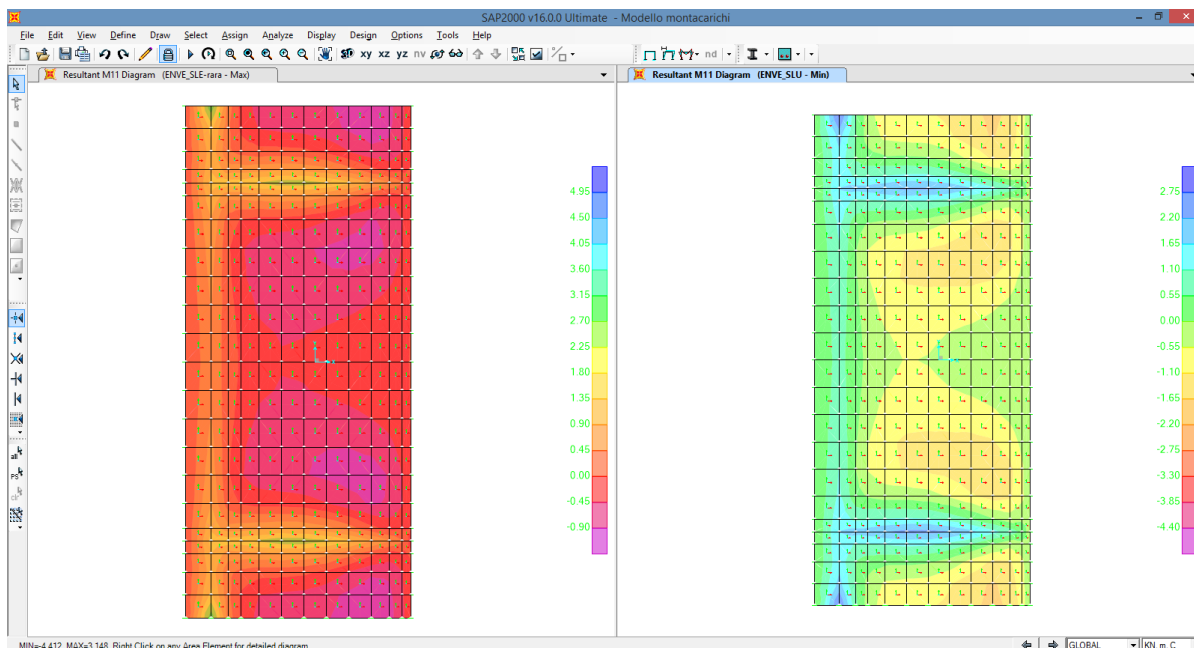


Figura 22 - sollecitazioni flettenti M11 platea di fondazione (involuppo SLE-rara)

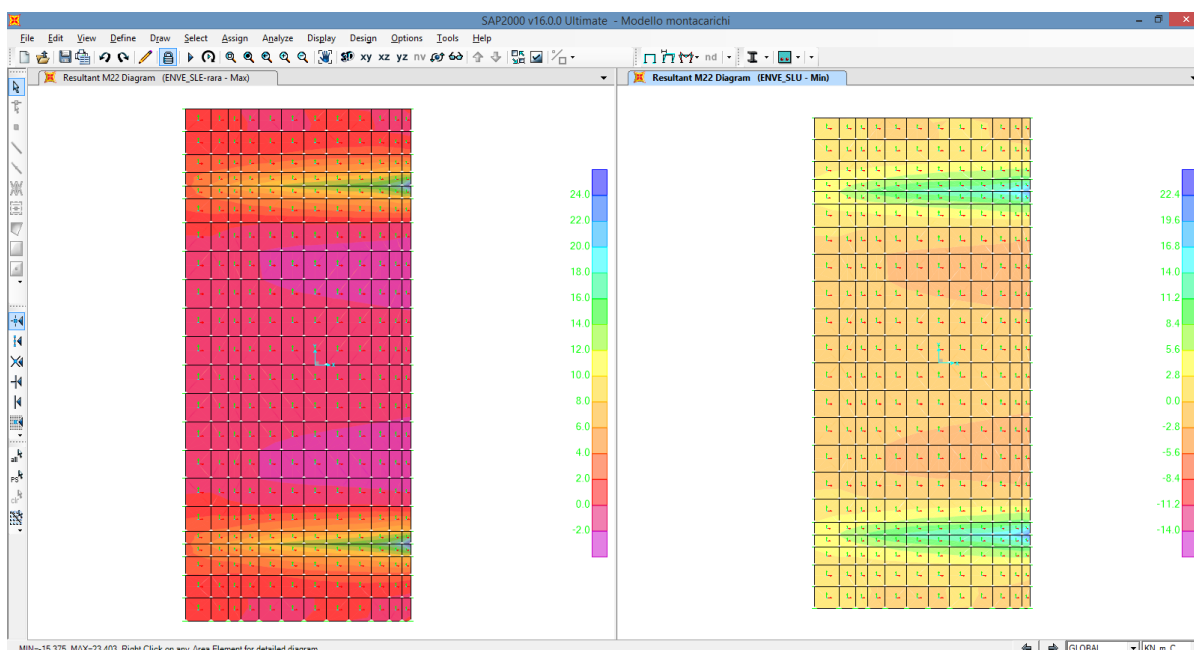


Figura 23 - sollecitazioni flettenti M22 platea di fondazione (involuppo SLE-rara)

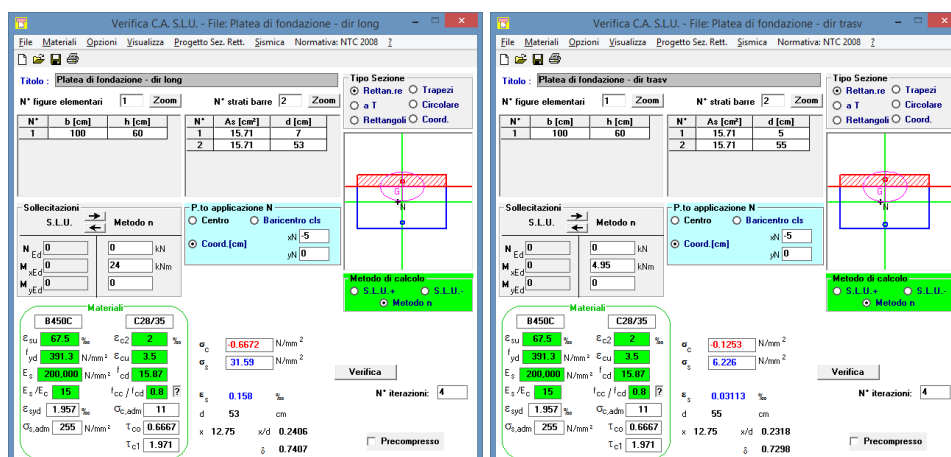


Figura 24 - Calcolo tensioni massime (involuppo SLE-rara)

Verifica dello stato limite di apertura delle fessure

La verifica della fessurazione viene condotta senza calcolo diretto così come indicato al punto 4.1.2.2.4.6 delle NTC 2008, e seguendo quanto riportato al punto C.4.1.2.2.4.6 della circolare esplicativa n°617 del 2/2/2009. Poiché la tensione di trazione massima nell'acciaio correlata al diametro massimo delle barre di armatura e alla loro spaziatura, già in combinazione caratteristica rara, risulta contenuta entro i limiti indicati nelle tabelle C4.1.II e C4.1.III della citata circolare, la verifica a fessurazione risulta soddisfatta.

8.6.2 Verifica delle pareti in c.a

8.6.2.1 Verifiche allo stato limite ultimo

Verifica a flessione

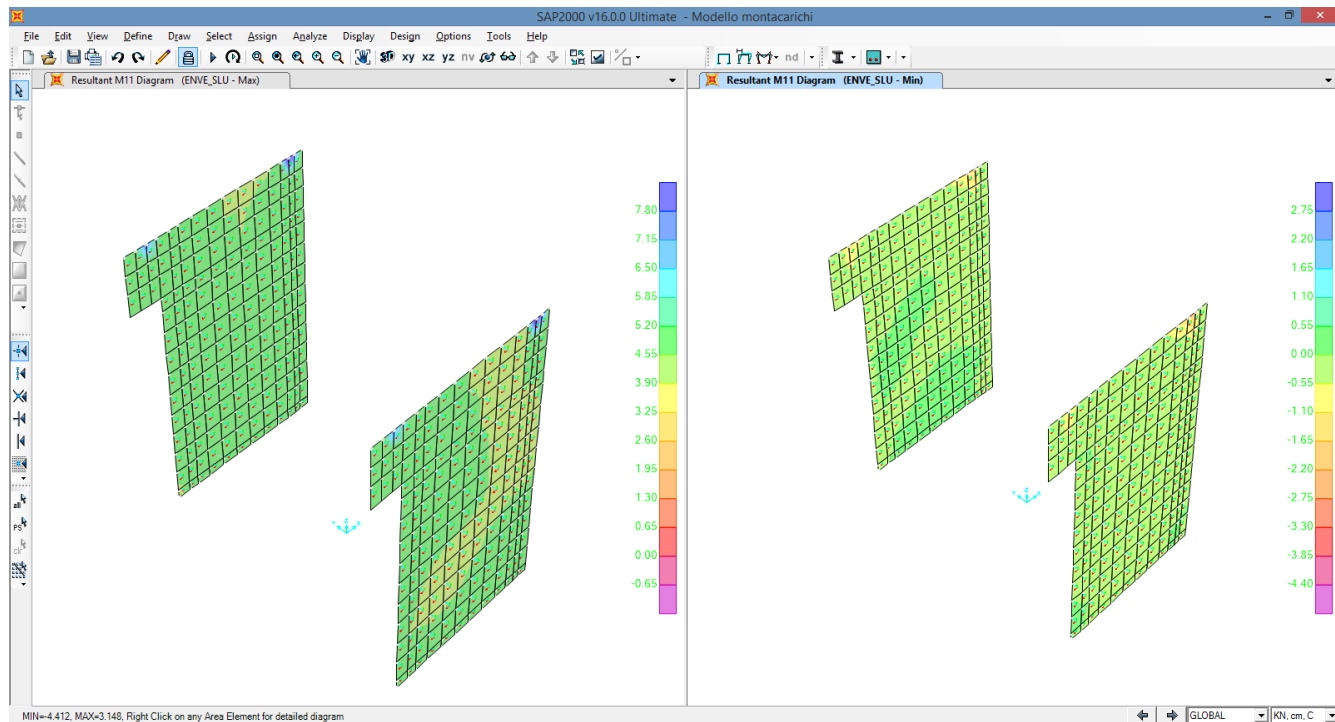


Figura 25 - sollecitazioni flettenti M11 pareti in c.a (involuppo SLU)

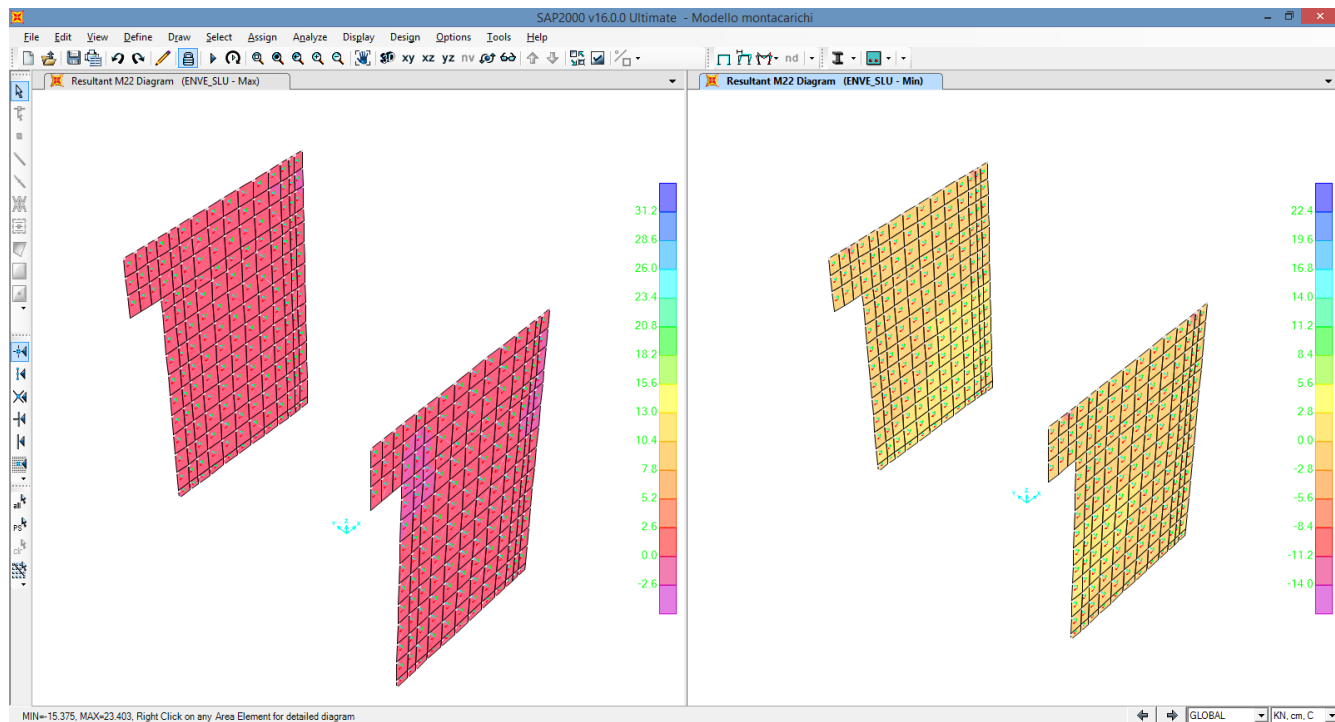


Figura 26 - Figura 18 - sollecitazioni flettenti M22 pareti in c.a (involuppo SLU)

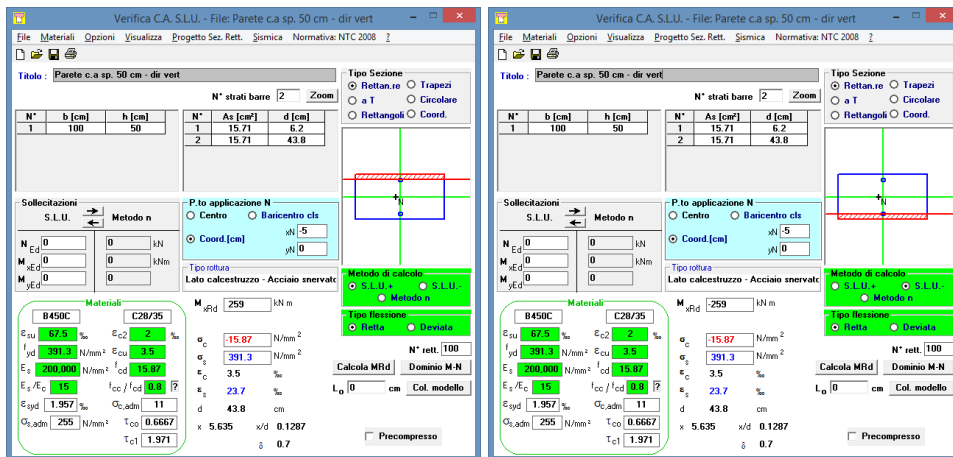


Figura 27 - Momenti resistenti direzione verticale parete in c.a.

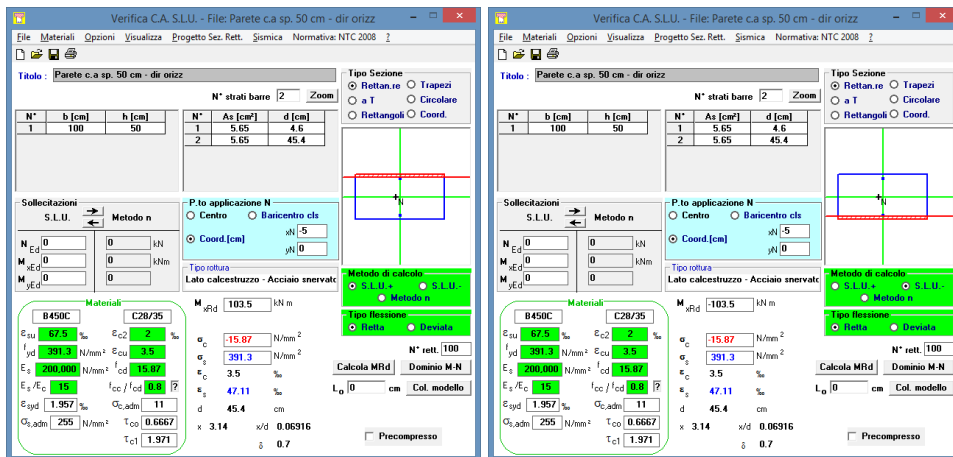


Figura 28 - Momenti resistenti direzione orizzontale parete in c.a.

Confrontando i valori riportati nelle precedenti immagini, si evince come le azioni sollecitanti risultino sempre inferiori a quelle resistenti, e quindi le verifiche risultano soddisfatte.

Verifica a taglio

Si omettono le verifiche a taglio della parete in quanto poco significative e ampiamente soddisfatte.

8.6.2.2 Verifiche allo stato limite di esercizio

Si omettono le verifiche allo stato limite di esercizio, sia per quanto riguarda la verifica delle tensioni di esercizio che lo stato limite di apertura delle fessure, in quanto poco significative e ampiamente soddisfatte.

8.7 VERIFICA DELLA PRESSIONE DI CONTATTO

Per la verifica delle pressioni di contatto allo stato limite ultimo, osservando l'immagine di seguito riportata, trascurando gli effetti locali si ha che lo spostamento massimo in direzione verticale dei nodi di fondazione che può essere assunto come riferimento è pari a circa 0.68365 cm; poiché si assume una costante di Winkler del terreno pari a 2 kg/cm^3 , si ha che la pressione massima allo stato limite ultimo è pari a 1.367 kg/cm^2 , inferiore al valore limite indicato nel paragrafo 6.1.

