

COMUNE DI VICENZA



PARCO DELLA PACE PROGETTO DEFINITIVO - ESECUTIVO

RSS.2 STRUTTURE INGRESSO RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

GIUGNO 2017

Rev.00 26.06.2017 EMISSIONE
Rev.01 11.09.2017 VALIDAZIONE

redatto	ITS-MF
verificato	ITS-GM
approvato	PAN-GS

ATI - registrata a Milano l'11-12-2015 n°44454 serie IT • Capogruppo : PAN ASSOCIATI srl



PAN ASSOCIATI srl • c.f./p.IVA 13352030152
Milano: via don Carlo Porro 6 Cap. 20128 • tel. 022578982 • fax 022579836 • studio@panassociati.it
progettisti: dott. for. Benedetto Selleri, arch. Gaetano Selleri



ITS SRL • c.f./p.IVA 02146140260
Pieve di Soligo (TV): via Corte delle Caneve n. 11
Cap. 31053 • tel. 043882082 • fax 0438980622
info@its-engineering.com
progettisti: ing. Giustino Moro



FRANCO ZAGARI • p.IVA 07044480585
Roma: via Giuseppe Andreoli n. 2 Cap. 00195
tel. 0668801702 • fax 0668808073
info@francozagari.it
progettisti: arch. Franco Zagari



ESTUDI MARTI FRANCH ARQUITECTURA DEL
PAISATGE SL • c.f./p.IVA ESB55218754
Girona (Spagna): C/Joaquim Vayreda, 63 13-Cap.17001
tel. +34 972214846 • fax +34 972214846 • emf@emf.cat
progettisti: dott. Martí Franch

GINO LUCCHETTA • p.IVA 02005760265
Pieve di Soligo (TV): via Rivette n. 9/2 Cap. 31053
tel. 0438842312 • fax 0438842312
ginolucchetta@libero.it
progettisti: dott. Gino Lucchetta

consulenti



ASPROSTUDIO
Contrà S.Ambrogio 19 , 36100 (Vicenza)
tel: +390444545786 • info@asprostudio.it
responsabile del servizio:
Claudio Bertorelli, arch. Francesco Dal Toso

Victor Tenez,
Riccardo Gini,
Miriam Garcia,
Massimo Venturi Ferriolo.

Indice:

1. PREMESSA	4
1.1. IL FABBRICATO ESISTENTE.....	4
1.2. INTERVENTI PREVISTI	6
1.2.1. INTERVENTI RELATIVI ALL'ADEGUAMENTO SISMICO DEL FABBRICATO.....	6
2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO	8
3. INQUADRAMENTO GEOLOGICO-GEOTECNICO.....	8
3.1. CAPACITÀ PORTANTE DEL TERRENO PER FONDAZIONI SUPERFICIALI.	9
3.2. CAPACITÀ PORTANTE DEL TERRENO PER FONDAZIONI PROFONDE	9
4. DESCRIZIONE DELLE STRUTTURE ESISTENTI.....	10
4.1. SISTEMA STRUTTURALE	10
4.2. LIVELLO DI CONOSCENZA E FATTORE DI CONFIDENZA.....	11
4.2.1. LIVELLI DI CONOSCENZA	12
4.2.2. FATTORI DI CONFIDENZA.....	13
4.2.3. VALORI DELLE CARATTERISTICHE MECCANICHE IMPIEGATE NELLE ANALISI.....	14
5. ANALISI DEI CARICHI	15
5.1. CARICO DA NEVE.....	15
5.2. AZIONE DEL VENTO	16
5.2.1. SOLAIO DI COPERTURA HANGAR ALIANTI	17
5.2.1. CONGLOMERATO CEMENTIZIO ARMATO.	17
5.2.2. ACCIAIO DA CARPENTERIA.	17
5.2.1. MURATURA PORTANTE	17
5.3. VITA NOMINALE, CLASSE D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO.	18
5.3.1. PERICOLOSITÀ SISMICA DI BASE.	18
5.3.2. DETERMINAZIONE DEL PERIODO DI RIFERIMENTO.....	18
5.4. CATEGORIA DEL SOTTOSUOLO E CONDIZIONI TOPOGRAFICHE.	18
5.4.1. CATEGORIA DEL SOTTOSUOLO.....	18
5.4.2. CONDIZIONI TOPOGRAFICHE.	19

5.4.3.	METODO DI ANALISI SISMICA.	19
5.5.	AZIONE SISMICA DI PROGETTO.	19
5.5.1.	SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICO.	19
5.5.2.	SPETTRO DI RISPOSTA DI PROGETTO.....	20
6.	MODELLAZIONE AD ELEMENTI FINITI.....	22
6.1.	DESCRIZIONE DEI SOFTWARE IMPIEGATI	22
6.1.1.	STRAUS 7	22
6.1.2.	MIDAS GEN	22
7.	VERIFICA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI.....	23
7.1.	INTERVENTI PREVISTI	23
7.2.	VERIFICA DEGLI ELEMENTI ESISTENTI.....	24
7.2.1.	VERIFICA DELLA COPERTURA ESISTENTE	24
7.2.2.	VERIFICA DEL CORDOLO SOMMITALE IN C.A.	28
7.2.3.	VERIFICA DEI PILASTRI ESISTENTI	30
7.3.	VERIFICA DEI NUOVI ELEMENTI STRUTTURALI	33
7.3.1.	VERIFICA DEI CONTROVENTI	33
7.3.2.	VERIFICA DEI CORDOLI DI FONDAZIONE	37
7.3.3.	VERIFICA DELLA RETICOLARE	38
7.3.4.	VERIFICA GIUNTI RETICOLARE	42
7.3.5.	VERIFICA DEI PLINTI DI FONDAZIONE TIPO A	43
7.3.6.	VERIFICA DEI PLINTI DI FONDAZIONE TIPO B	46
7.3.7.	VERIFICA DEI PLINTI DI FONDAZIONE TIPO C.....	49
7.3.8.	VERIFICA DEI PALI DI FONDAZIONE	53
7.4.	VERIFICA AL FUOCO DELLE STRUTTURE	54
7.5.	VULNERABILITÀ SISMICA	54
7.5.1.	PRE INTERVENTO.....	54
7.5.2.	POST-INTERVENTO	55

1. PREMESSA

La presente relazione ha come oggetto il dimensionamento e la verifica delle opere strutturali inerenti l'adeguamento sismico del fabbricato Hangar Alianti sito all'interno del "Parco della Pace", ex Aeroporto Dal Molin nel Comune di Vicenza.

Il progetto prevede la realizzazione di una infrastruttura pubblica a prevalente vocazione ricreativa e ambientale ed un nuovo museo dell'aria.



Figura 1: Foto aerea del fabbricato oggetto dell'intervento

Si prevede di mantenere le strutture portanti verticali e di copertura e aprire completamente tutti e quattro i lati delle tamponature in blocchi esistenti al fine di creare una piazza coperta, dove potranno essere allestiti i servizi necessari per il Parco della Pace.

1.1. IL FABBRICATO ESISTENTE

Il fabbricato è un edificio ad un piano, a pianta rettangolare e copertura con volta a botte. La struttura portante è costituita da pilastri e travi in cemento armato gettato in opera, costituenti dei telai strutturali orditi parallelamente al lato lungo del fabbricato. La copertura a volta è realizzata mediante un solaio in latero-cemento a volta ribassata, con tiranti in acciaio che uniscono le travi in c.a. poste sui lati lunghi.



Figura 2: Foto interni ed esterni del fabbricato

1.2. INTERVENTI PREVISTI

Il progetto prevede di mantenere le sagome e strutture esistenti, demolendo i muri perimetrali attualmente presenti nell'hangar.

Saranno realizzate un totale di quattro capriate e otto controventi in acciaio lungo il lato corto della struttura e sei controventi a croce (tre per lato) lungo la direzione principale del fabbricato. Ogni controvento poggerà su di una nuova fondazione.

Si prevedono inoltre dei rinforzi strutturali ai quattro pilastri perimetrali. Infatti, nello stato di fatto il momento flettente agente sui pilastri è superiore a quello resistente: essendo però previsto un portale in acciaio corrispondenza di ciascuno dei controventi da realizzare, tale struttura riuscirà a fornire al pilastro adiacente una resistenza aggiuntiva necessaria alla verifica locale.

Un ulteriore intervento è previsto nei due cordoli longitudinali in calcestruzzo presenti in sommità dei pilastri, al fine di garantire un'adeguata resistenza a momento negativo. Per tale motivo saranno utilizzati dei profili UPN, fissati sul lato interno del fabbricato.

PIANTA FONDAZIONI

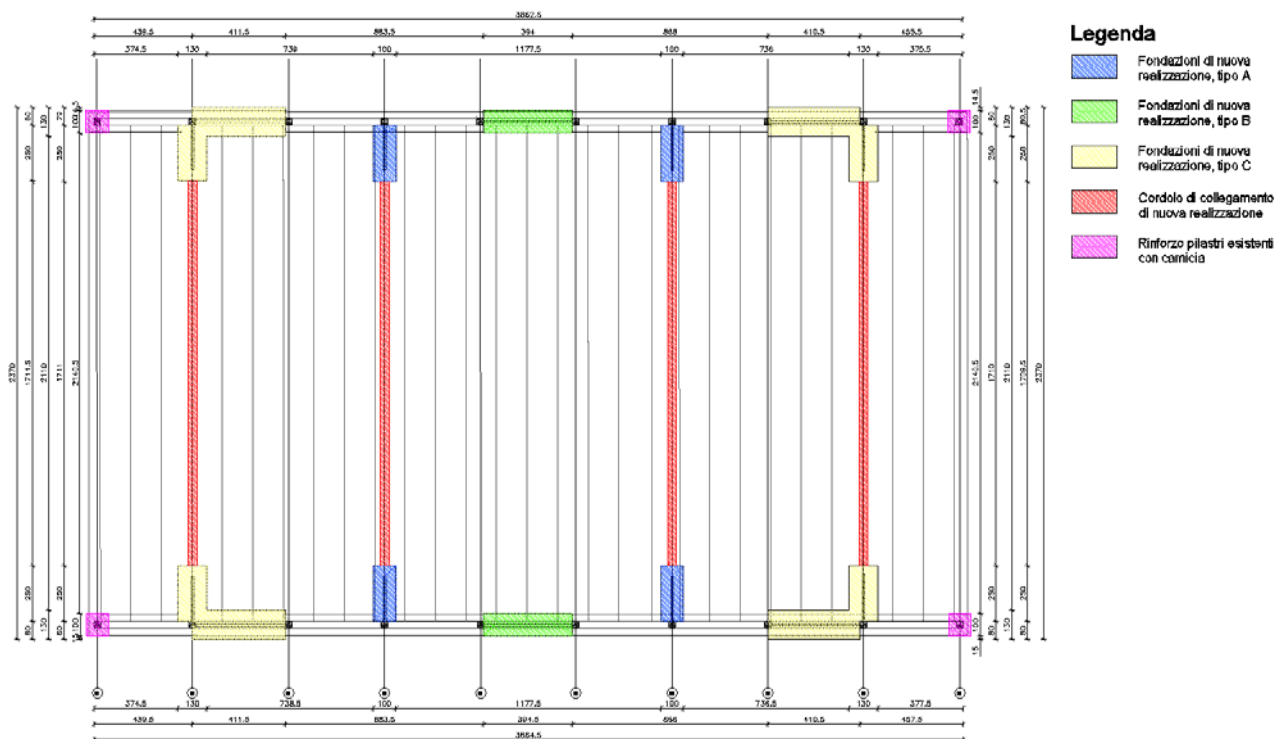


Figura 3: Pianta delle nuove fondazioni

1.2.1. INTERVENTI RELATIVI ALL'ADEGUAMENTO SISMICO DEL FABBRICATO

Il progetto preliminare prevede l'adeguamento sismico del fabbricato, ai sensi del § 8.4. del DM 14/01/2008, e l'adeguamento statico degli stessi secondo le azioni previste dalla normativa vigente.

Il processo progettuale ha inizialmente verificato la rispondenza degli elementi strutturali ai soli carichi statici verticali, in base allo schema strutturale rilevato ed alle risultanze delle indagini in sito effettuate per quanto riguarda le caratteristiche dei materiali costituenti.

Successivamente, sulla base degli interventi previsti in fase di progetto, sono state analizzate e risolte le criticità strutturali riguardanti la risposta dinamica del fabbricato in presenza di azioni orizzontali, sismiche e del vento.

Per quanto riguarda ***l'Hangar Alianti***, le indagini svolte hanno evidenziato in generale un buon stato manutentivo delle strutture, senza evidenziare notevoli fenomeni di degrado.

Dal punto di vista dinamico, le criticità principali del fabbricato derivano dalla totale assenza di sistemi resistenti in direzione parallela al lato corto dell'edificio industriale, essendo presenti solamente dei tiranti in acciaio che non forniscono contributo alcuno in caso di azioni di compressione trasversale nell'edificio.

Le verifiche statiche hanno evidenziato alcune criticità nei pilastri e nei cordoli longitudinali in calcestruzzo al di sopra di essi e di tali elementi si è dunque previsto un rinforzo.

Dal punto di vista sismico invece la presenza di pilastri con schema statico a mensola con una totale assenza di sistemi resistenti in particolare nella direzione trasversale (infatti, sebbene non sufficiente a garantire la resistenza necessaria, la muratura in mattoni pieni costituisce pannelli di controvento paralleli al lato lungo dell'hangar) sono gli aspetti che sono stati analizzati e risolti mediante il progetto di adeguamento.

Lungo la direzione principale dell'edificio è previsto il rinforzo del cordolo sommitale in c.a. che connetta i pilastri esistenti tramite l'inserimento di profili UPN e la realizzazione di sei controventi (tre per ciascuno dei lati longitudinali) a congiunzione dei pilastri esistenti, la cui disposizione è illustrata in figura 3.

Parallelamente al lato corto del fabbricato saranno realizzate quattro reticolari in acciaio, ciascuna delle quali scaricherà sul cordolo longitudinale in c.a. e su due nuovi controventi, per un totale di otto controventi paralleli al lato corto dell'edificio.

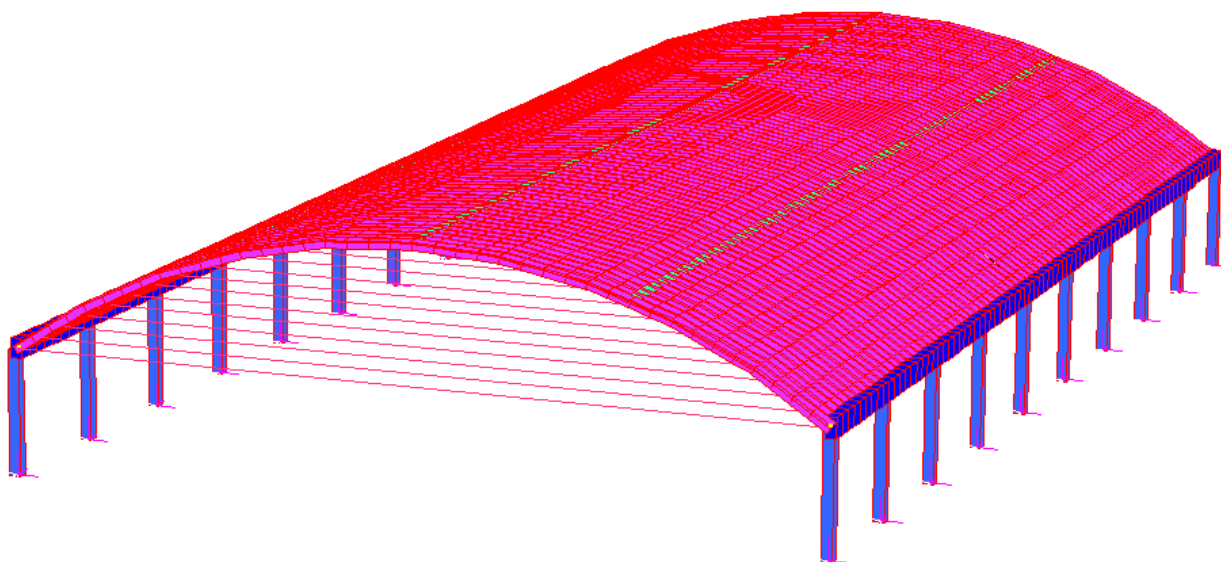


Figura 4: Modellazione dello stato di fatto del fabbricato

In corrispondenza della fondazione dei nuovi controventi paralleli al lato corto del fabbricato saranno realizzati dei nuovi cordoli di collegamento, così come previsto da normativa.

I controventi saranno solidarizzati ai pilastri esistenti mediante opportuni inghisaggi di barre in modo da garantire la trasmissione delle azioni e al contempo fornire un aumento di resistenza a flessione ai pilastri stessi.

Il solaio di copertura risulta invece ben dimensionato rispetto alle azioni statiche previste dalla normativa vigente, pertanto non ne è stato previsto il rinforzo.

2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

La normativa di riferimento per la progettazione strutturale e le verifiche di sicurezza delle strutture esistenti

- DM 14/01/2008: *“Nuove norme Tecniche per le Costruzioni”*;
- Circolare Ministeriale n. 617 Infrastrutture e Trasporti del 02/02/20019: *“Istruzioni per l'applicazione delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al DM 14/01/2008”*

3. INQUADRAMENTO GEOLOGICO-GEOTECNICO

I dati relativi all'assetto geologico, idrogeologico, geotecnico e sismico dei terreni su i quali risultano fondati i fabbricati dell'Ex Aeroporto dal Molin sono stati desunti dalla Relazione Geologica preliminare redatta dal Geol. Gino Lucchetta datata settembre 2016 e dalle integrazioni effettuate in febbraio 2017 e riassunte nella Relazione Geologica Integrativa redatta dallo stesso Geol. Lucchetta.

Nell'ambito delle indagini integrative sono stati effettuate ulteriori 4 prove statiche CPT e una prova penetrometrica dinamica DPSH, oltre che ulteriori prove sismiche (un sondaggio sismico a rifrazione e due sondaggi HVSR).

Le indagini penetrometriche eseguite consentono di confermare le assunzioni già illustrate nella relazione geologica dell'Agosto 2016.

La superficie della falda freatica di pianura giace mediamente a $-1.50 \div -1.80$ metri di profondità.

Dalle prove penetrometriche e CPT sono risultate le seguenti successioni stratigrafiche:

- Da 0 a 5 metri: sabbia limosa ed argillosa mediamente addensata
- Da 5 a 6 metri sabbia limosa sciolta;
- Da 7 a 12 metri sabbia limosa argillosa sciolta
- Da 12 a 15 metri: sabbie compatte;
- Da 15 a 16 metri: sabbie ghiaiose compatte;

Vengono assunti cautelativamente i seguenti parametri geotecnici per le sabbie e limi argillosi attorno a 1,0 m di profondità:

angolo di attrito interno	φ	31°	peso di volume secco	γ_d	1,8 t/m3
angolo di attrito ridotto	φ	26°	peso di volume saturo	γ_s	2,0 t/m3
Coesione	C_u	0-1 t/m2	peso di volume immerso	γ'	1,0 t/m3

3.1. CAPACITÀ PORTANTE DEL TERRENO PER FONDAZIONI SUPERFICIALI.

Il carico unitario di rottura del terreno viene determinato utilizzando le formule del Terzaghi (fattori di capacità portante secondo Vesic 1975) trascurando per cautela l'apporto della coesione:

$$q_r = 0,5 \cdot B \cdot \gamma \cdot N_\gamma + D \cdot \gamma \cdot N_q + C_u \cdot N_c = \\ = 0,5 \cdot 0,8 \cdot 1,8 \cdot 12,5 + 1,0 \cdot 1,8 \cdot 11,8 + 0 = 30,2 \text{ t/m}^2$$

Utilizzando le NTC2008 seguendo l'approccio 2 combinazione (A1+M1+R3) il carico unitario di sicurezza agli SLU risulta:

$$q_s = 30,2 / 2,3 = 13,1 \text{ t/m}^2 = 1,31 \text{ kg/cm}^2 \approx 129 \text{ kPa}$$

Per quanto riguarda i cedimenti, va considerato che i fabbricati sono esistenti da decenni e pertanto hanno già esaurito da tempo tutti quegli assestamenti conseguenti alla loro costruzione. Il progetto di riutilizzo prevede sì delle opere di adeguamento strutturale e sismico ma non tali da aumentare in maniera significativa il carico indotto dalle fondazioni sul terreno. Pertanto non sono da attendersi cedimenti significativi.

3.2. CAPACITÀ PORTANTE DEL TERRENO PER FONDAZIONI PROFONDE .

Le fondazioni dei controventi in acciaio di nuova realizzazione che realizzano il sistema resistente all'azione sismica sono realizzate con un sistema di micropali, di diametro 220mm e lunghezza pari a 20 m..

Gli elementi sono stati dimensionati al fine di poter trasmettere al terreno l'azione di tiro secondo il meccanismo resistente ad attrito. Nel caso di terreni non coesivi, tipo sabbie e ghiaie, la resistenza ad attrito laterale è determinata secondo la formula:

$$q_s = K \sigma_{v0}' \tan \varphi', \text{ dove:}$$

- Il valore di K raccomandato è compreso tra 0.4 e 0.7; nel caso specifico verrà assunto un valore di K=0.5 per i pali trivellati fino a profondità massima di 10 volte il diametro del palo;
- $\varphi' = 27^\circ$

La profondità media considerata della falda è stata posta a 1.5m dal piano campagna.

4. DESCRIZIONE DELLE STRUTTURE ESISTENTI

4.1. SISTEMA STRUTTURALE

La struttura portante verticale del fabbricato è costituita da due file di 10 pilastri di sezione trasversale 30x30 cm disposti ad un interasse costante pari a 4,25 m, caratterizzati da un'altezza di 3,40 m fuori terra e controventati da pannelli murari in muratura piena di spessore 30 cm.

La copertura a volta è realizzata mediante un solaio in latero-cemento a volta ribassata, con tiranti in acciaio che uniscono le travi in c.a. poste sui lati lunghi.

I pilastri esistenti sono collegati tra loro tramite le due fondazioni esistenti: queste sono realizzate a trave rovescia di sezione trasversale 0.9x0.5 m e costituiscono due file tra loro parallele lungo il lato maggiore del fabbricato, dove l'asse di ciascuna fila interseca i pilastri in c.a..

Di seguito le caratteristiche meccaniche e geometriche degli elementi rilevati:

- Pilastri armati con 4 barre longitudinali fi 18, staffe fi 6 mm disposte ad un interasse pari a 19-22 cm, copriferro 4 cm;
- Solaio di copertura porzione laterale dell'Hangar con travetti in c.a. aventi n.1 barra longitudinale fi 12 mm, due barre fi8 e una barra fi6;

Per gli elementi in calcestruzzo le indagini distruttive in laboratorio descritte nella *Relazione Tecnica di Indagini Diagnostiche* redatta da CSG Palladio nel marzo 2013 hanno rilevato i seguenti risultati:

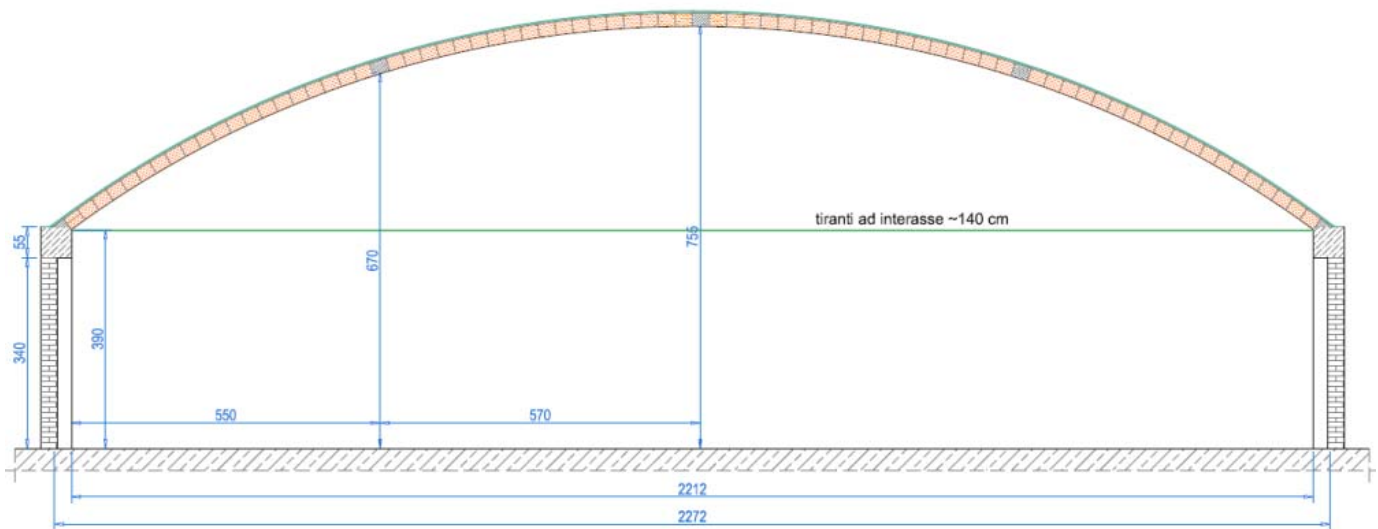


Figura 5: Sezione Hangar Alianti

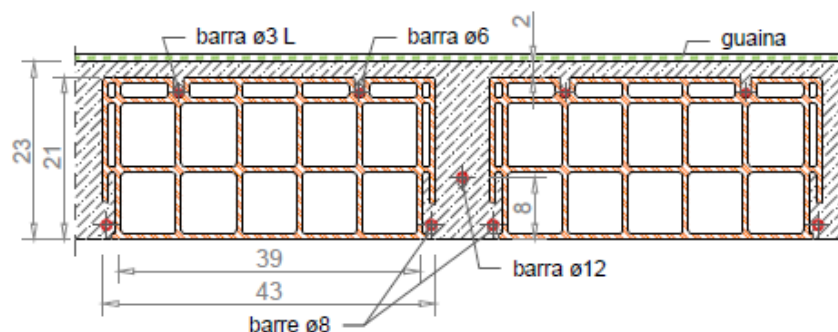


Figura 6: Sezione solaio a volta hangar aliante

Elemento	N.Prova	Resistenza Unitaria
		R_{ck} [N/mm ²]
PILASTRI	C1	52.7
PILASTRI	C2	37.8
PILASTRI	C3	37.8
PILASTRI	C4	53.4
PILASTRI	C5	53.4
TRAVI	C6	28.1
TRAVI	C7	34.2
TRAVI	C8	35.3
TRAVI	C9	23.5

Per le barre di armatura in acciaio le indagini distruttive in laboratorio hanno rilevato i seguenti risultati:

Ubicazione	N.Prova	Diametro effettivo	Sezione effettiva	Tensione di snervamento	Tensione di rottura
		\varnothing [mm]	A [mm ²]	f_{yk} [N/mm ²]	f_{yk} [N/mm ²]
PILASTRI	B1	19.00	283.53	390	563
PILASTRI	B2	19.02	284.13	392	563
TRAVE	B3	13.58	144.84	363	515
TRAVE	B4	13.61	145.48	373	519
TIRANTE	B5	21.75	371.54	464	695

4.2. LIVELLO DI CONOSCENZA E FATTORE DI CONFIDENZA

Sulla base degli approfondimenti effettuati nelle fasi conoscitive in precedenza descritte, il D.M. del 14.01.2008 introduce, per ciascun parametro coinvolto nel modello strutturale (geometria, dettagli costruttivi e materiali), dei livelli di conoscenza. Ogni livello di conoscenza è associato ad un fattore di confidenza che sarà impiegato nell'analisi come un altro coefficiente parziale di sicurezza, al fine di tener conto delle carenze conoscitive dei parametri del modello.

Per la stima dei fattori di confidenza da utilizzare, in relazione ai livelli di conoscenza raggiunti, si fa riferimento alla procedura descritta in appendice C8.2. della Circolare del Ministero LL.PP. n. 617 del 02.02.2009 per le costruzioni in calcestruzzo armato.

4.2.1. LIVELLI DI CONOSCENZA

Ai fini della scelta del tipo di analisi e dei valori dei fattori di confidenza, si distinguono i tre livelli di conoscenza seguenti:

1. LC1: Conoscenza Limitata;
2. LC2: Conoscenza Adeguata;
3. LC3: Conoscenza Accurata.

Come detto in precedenza, gli aspetti che definiscono i livelli di conoscenza sono:

- geometria, ossia le caratteristiche geometriche degli elementi strutturali;
- dettagli strutturali, ossia la quantità e disposizione delle armature, compreso il passo delle staffe e la loro chiusura;
- materiali, ossia le proprietà meccaniche dei materiali.

Si riporta in dettaglio quanto indicato dalla Normativa per la definizione di ciascun livello di conoscenza.

LC1: Conoscenza Limitata

Geometria: la geometria della struttura è nota o in base a un rilievo o dai disegni originali. In quest'ultimo caso viene effettuato un rilievo visivo a campione per verificare l'effettiva corrispondenza del costruito ai disegni. I dati raccolti sulle dimensioni degli elementi strutturali saranno tali da consentire la messa a punto di un modello strutturale idoneo ad un'analisi lineare.

Dettagli costruttivi: i dettagli non sono disponibili da disegni costruttivi e sono ricavati sulla base di un progetto simulato eseguito secondo la pratica dell'epoca della costruzione. È richiesta una limitata verifica in-situ delle armature e dei collegamenti presenti negli elementi più importanti. I dati raccolti saranno tali da consentire verifiche locali di resistenza.

Proprietà dei materiali: non sono disponibili informazioni sulle caratteristiche meccaniche dei materiali, né da disegni costruttivi né da certificati di prova. Si adottano valori usuali della pratica costruttiva dell'epoca convalidati da limitate prove in-situ sugli elementi più importanti.

La valutazione della sicurezza nel caso di conoscenza limitata viene in genere eseguita mediante metodi di analisi lineare statici o dinamici.

LC2: Conoscenza Adeguata

Geometria: la geometria della struttura è nota o in base a un rilievo o dai disegni originali. In quest'ultimo caso viene effettuato un rilievo visivo a campione per verificare l'effettiva corrispondenza del costruito ai disegni. I dati raccolti sulle dimensioni degli elementi strutturali, insieme a quelli riguardanti i dettagli strutturali, saranno tali da consentire la messa a punto di un modello strutturale idoneo ad un'analisi lineare o non lineare.

Dettagli costruttivi: i dettagli sono noti da un'estesa verifica in-situ oppure parzialmente noti dai disegni costruttivi originali incompleti. In quest'ultimo caso viene effettuata una limitata verifica in-situ delle armature e dei collegamenti presenti negli elementi più importanti. I dati raccolti saranno tali da consentire, nel caso si esegua un'analisi lineare, verifiche locali di resistenza, oppure la messa a punto di un modello strutturale non lineare.

Proprietà dei materiali: informazioni sulle caratteristiche meccaniche dei materiali sono disponibili in base ai disegni costruttivi o ai certificati originali di prova, o da estese verifiche in-situ. Nel primo caso sono anche eseguite limitate prove in-situ; se i valori ottenuti dalle prove in-situ sono minori di quelli disponibili dai disegni o dai certificati originali, sono eseguite estese prove in-situ. I dati

raccolti saranno tali da consentire, nel caso si esegua un'analisi lineare, verifiche locali di resistenza, oppure la messa a punto di un modello strutturale non lineare.

La valutazione della sicurezza nel caso di conoscenza adeguata è eseguita mediante metodi di analisi lineare o non lineare, statici o dinamici.

LC3: Conoscenza Accurata

Geometria: la geometria della struttura è nota o in base a un rilievo o dai disegni originali. In quest'ultimo caso è effettuato un rilievo visivo a campione per verificare l'effettiva corrispondenza del costruito ai disegni. I dati raccolti sulle dimensioni degli elementi strutturali, insieme a quelli riguardanti i dettagli strutturali, saranno tali da consentire la messa a punto di un modello strutturale idoneo ad un'analisi lineare o non lineare.

Dettagli costruttivi: i dettagli sono noti o da un'esauritiva verifica in-situ oppure dai disegni costruttivi originali. In quest'ultimo caso è effettuata una limitata verifica in-situ delle armature e dei collegamenti presenti negli elementi più importanti. I dati raccolti saranno tali da consentire, nel caso si esegua un'analisi lineare, verifiche locali di resistenza, oppure la messa a punto di un modello strutturale non lineare.

Proprietà dei materiali: informazioni sulle caratteristiche meccaniche dei materiali sono disponibili in base ai disegni costruttivi o ai certificati originali, o da esauritive verifiche in-situ. Nel primo caso sono anche eseguite estese prove in-situ; se i valori ottenuti dalle prove in-situ sono minori di quelli disponibili dai disegni o dai certificati originali, sono eseguite esauritive prove in-situ. I dati raccolti saranno tali da consentire, nel caso si esegua un'analisi lineare, verifiche locali di resistenza, oppure la messa a punto di un modello strutturale non lineare.

La valutazione della sicurezza nel caso di conoscenza accurata verrà eseguita mediante metodi di analisi lineare o non lineare, statici o dinamici.

4.2.2. FATTORI DI CONFIDENZA

I Fattori di confidenza riportati nella seguente tabella (Tabella CA8.2 della Circolare n. 617 del 02.02.2009) sono utilizzati per definire le resistenze dei materiali da utilizzare nelle formule di capacità degli elementi. Le resistenze medie, ottenute dalle prove in sito e da fonti bibliografiche, sono divise per i Fattori di Confidenza.

Le indagini svolte in sito hanno fornito un quadro completo della configurazione geometrica generale del sistema strutturale e delle precise indicazioni sui dettagli costruttivi principali.

Le indagini sui materiali sono state svolte in modo esteso e hanno prodotto dei certificati di prova dai quali ricavare le resistenze medie dei materiali per i modelli strutturali d'analisi.

Premesso questo si ritiene che il livello di conoscenza acquisito sui diversi aspetti necessari per una modellazione completa dell'opera esistente è di tipo **LC3**; il **fattore di confidenza, FC** rispettivo **vale 1.00**.

Livello di Conoscenza	Geometria (carpenterie)	Dettagli strutturali	Proprietà dei materiali	Metodi di analisi	FC
LC1	Da disegni di carpenteria originali con rilievo visivo a campione oppure rilievo in nuovo completo	Progetto simulato in accordo alle norme dell'epoca e <i>limitate</i> verifiche in-situ	Valori usuali per la pratica costruttiva dell'epoca e <i>limitate</i> prove in-situ	Analisi lineare statica o dinamica	1.35
LC2		Disegni costruttivi incompleti con limitate verifiche in situ oppure estese verifiche in-situ	Dalle specifiche originali di progetto o dai certificati di prova originali con limitate prove in-situ oppure estese prove in situ	Tutti	1.20
LC3		Disegni costruttivi completi con limitate verifiche in situ oppure esaustive verifiche in-situ	Dai certificati di prova originali o dalle specifiche originali di progetto con estese prove in situ oppure esaustive prove in-situ	Tutti	1.00

4.2.3. VALORI DELLE CARATTERISTICHE MECCANICHE IMPIEGATE NELLE ANALISI

Le resistenze degli elementi duttili e fragili sono calcolate sulla base delle resistenze dei materiali, ottenute come media delle prove eseguite in sito ai sensi del D.M. 14.01.2008.

Per quanto riguarda gli elementi in c.a. e carpenteria metallica, sono stati assunti i seguenti valori ottenuti dalle medie dei risultati delle prove sperimentali:

Calcestruzzo dei pilastri: $R_{ck,m}=47.0 \text{ N/mm}^2$
 Calcestruzzo delle travi: $R_{ck,m}=30.3 \text{ N/mm}^2$
 Acciaio d'armo dei pilastri: $f_{yk,m}=391.0 \text{ N/mm}^2$
 Acciaio d'armo delle travi: $f_{yk,m}=368.0 \text{ N/mm}^2$
 Acciaio dei tiranti: $f_{yk,m}=464.0 \text{ N/mm}^2$

5. ANALISI DEI CARICHI

Le azioni dei carichi gravanti sull'opera strutturale è determinata secondo quanto indicato nel D.M. 14.01.2008 al Capitolo 3: "Azioni sulle costruzioni" e nei singoli capitoli che trattano in specifico la tipologia di struttura oggetto di verifica.

5.1. CARICO DA NEVE

Il carico da neve viene valutato secondo quanto previsto dal D.M. 14/01/2008 al § 3.4 come:

$$q_s = \mu_i q_{sk} C_E C_t$$

Il fabbricato si trova ad una altitudine di 40 m s.l.m.

con :

q_s :	carico di neve di calcolo			
μ_i :	coefficiente di forma della copertura			
q_{sk} :	carico di neve al suolo di riferimento	=	150	daN/m ² Zona I
C_E :	coefficiente di esposizione di cui al § 3.4.3	=	1.0	Normale
C_t :	coefficiente termico di cui al § 3.4.4	=	1.0	

- **Coefficienti di forma.** (Figura C3.4.1)

Angolo di inclinazione della falda α	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
μ_1	0,8	$0,8(60 - \alpha)/30$	0,0
μ_2	$0,8 + 0,8 \alpha/30$	1,6	--

- **Coefficienti di forma – coperture cilindriche.** (Figura C3.4.3)

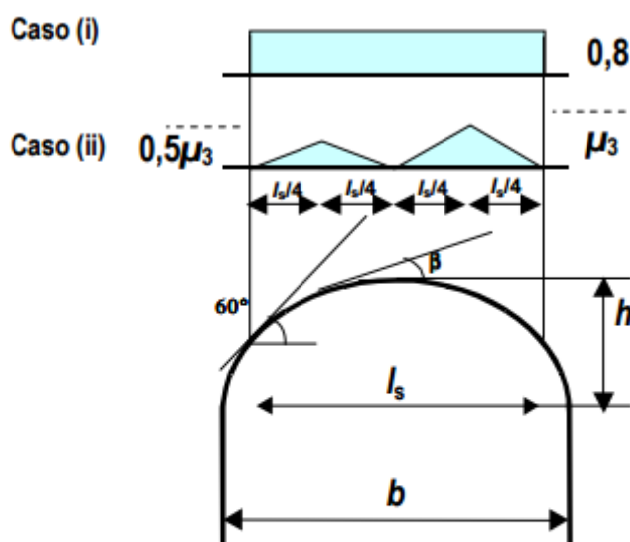


Figura C3.4.3 Coefficiente di forma per il carico neve – coperture cilindriche

Per il caso di carico da neve depositata in assenza di vento si deve considerare la condizione denominata Caso (i), riportata in figura C.3.4.3.

Per il caso di carico da neve depositata in presenza di vento si deve considerare la condizione denominata Caso (ii), riportata in figura C.3.4.3.

5.2. AZIONE DEL VENTO

Si procede come previsto dal DM 14/01/2008 al § 3.3, assumendo come pressione di calcolo:

$$p = q_b c_e c_p c_d,$$

dove la pressione cinetica di riferimento vale: $q_b = \frac{1}{2} \rho v_b^2$.

Con :	v_b :	velocità di riferimento del vento	=	25	m/s	Zona 1
	ρ :	densità dell'aria assunta costante	=	1.25	kg/m ³	
	q_b :	pressione cinetica di riferimento	=	390	N/m ²	
	$c_e(z_{min})$:	coefficiente di esposizione di cui al § 3.3.6	=	2.13		
	c_p :	coefficiente di forma	=	1.0		
	c_d :	coefficiente dinamico di cui al § 3.3.8	=	1.0		

• Velocità di riferimento. (Tabella 3.3.I)

Zona	Descrizione	$v_{b,0}$ [m/s]	a_0 [m]	k_a [1/s]
1	Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste)	25	1000	0,010
2	Emilia Romagna	25	750	0,015
3	Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)	27	500	0,020
4	Sicilia e provincia di Reggio Calabria	28	500	0,020
5	Sardegna (zona a oriente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	750	0,015
6	Sardegna (zona a occidente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	500	0,020
7	Liguria	28	1000	0,015
8	Provincia di Trieste	30	1500	0,010
9	Isole (con l'eccezione di Sicilia e Sardegna) e mare aperto	31	500	0,020

• Categoria di esposizione. (Tabella 3.3.II)

Categoria di esposizione del sito	k_r	z_0 [m]	z_{min} [m]
I	0,17	0,01	2
II	0,19	0,05	4
III	0,20	0,10	5
IV	0,22	0,30	8
V	0,23	0,70	12

ZONE 1,2,3,4,5						
A	--	IV	IV	V	V	V
B	--	III	III	IV	IV	IV
C	--	*	III	III	IV	IV
D	I	II	II	II	III	**
* Categoria II in zona 1,2,3,4 Categoria III in zona 5						
** Categoria III in zona 2,3,4,5 Categoria IV in zona 1						

- **Classe di rugosità del terreno.** (Tabella 3.3.III)

Classe di rugosità del terreno	Descrizione
A	Aree urbane in cui almeno il 15% della superficie sia coperto da edifici la cui altezza media superi i 15m
B	Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive
C	Aree con ostacoli diffusi (alberi, case, muri, recinzioni,...); aree con rugosità non riconducibile alle classi A, B, D
D	Aree prive di ostacoli (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate, mare, laghi,...)

L'assegnazione della classe di rugosità non dipende dalla conformazione orografica e topografica del terreno. Affinché una costruzione possa dirsi ubicata in classe A o B è necessario che la situazione che contraddistingue la classe permanga intorno alla costruzione per non meno di 1 km e comunque non meno di 20 volte l'altezza della costruzione. Laddove sussistano dubbi sulla scelta della classe di rugosità, a meno di analisi dettagliate, verrà assegnata la classe più sfavorevole.

Si determina una pressione con distribuzione media fino ad altezza pari a z_{\min} di:

$$p = q_b c_e c_p c_d = 83.2 \text{ daN/m}^2.$$

5.2.1. SOLAIO DI COPERTURA HANGAR ALIANTI

ELEMENTO	CARICO AGENTE	PESO SISMICO ($\cdot \psi_2$)
Peso proprio solaio	2.90 kN/mq	2.90 kN/mq
Guaina impermeabilizzante	0.20 kN/mq	0.20 kN/mq
CARICO TOTALE G_k	3.10 kN/mq	3.10 kN/mq
Carico accidentale neve	1.20 kN/mq	0.00 kN/mq
CARICO TOTALE Q_k	1.20 kN/mq	0.00 kN/mq

5.2.1. CONGLOMERATO CEMENTIZIO ARMATO.

Il peso specifico del conglomerato cementizio armato è di 2500 daN/m³.

5.2.2. ACCIAIO DA CARPENTERIA.

Il peso specifico dell'acciaio è di 7850 daN/m³.

5.2.1. MURATURA PORTANTE

Il peso specifico della muratura in mattoni pieni è di 1800 daN/m³.

5.3. VITA NOMINALE, CLASSE D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO.

5.3.1. PERICOLOSITÀ SISMICA DI BASE.

Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi limiti considerati, si definiscono a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione.

La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (di categoria A quale definita al § 3.2.2), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza P_{VR} , come definito al § 3.2.1, nel periodo di riferimento V_R , come definito al § 2.4.

5.3.2. DETERMINAZIONE DEL PERIODO DI RIFERIMENTO.

Secondo il § 2.4.3 le azioni sismiche sulle costruzioni vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava moltiplicando la vita nominale V_N per il coefficiente d'uso C_U :

$$V_R = V_N \cdot C_U$$

La vita nominale dell'opera 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 riportata nella seguente tabella (§ 2.4.1 tabella 2.4.I).

TIPO DI COSTRUZIONE			Vita Nominale V_N (in anni)
<input type="checkbox"/>	1	Opere provvisorie – Opere provvisionali – Strutture in fase costruttiva	≤ 10
<input checked="" type="checkbox"/>	2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	≥ 50
<input type="checkbox"/>	3	Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	≥ 100

Il valore del coefficiente d'uso C_U è definito, al variare della Classe d'uso, come mostrato in § 2.4.3 tabella 2.4.II.

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE C_U	0.7	1.0	1.5	2.0
	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>

$$V_R = V_N \cdot C_U = 50 \text{ anni}$$

5.4. CATEGORIA DEL SOTTOSUOLO E CONDIZIONI TOPOGRAFICHE.

5.4.1. CATEGORIA DEL SOTTOSUOLO.

Si seguono le indicazioni contenute nel § 3.2.2 del D.M. 14.01.2008 relative alla classificazione del sottosuolo e all'individuazione delle condizioni topografiche della superficie del sito oggetto dell'intervento.

Dalla relazione geologica allegata, si deduce che il sottosuolo rientra nella **categoria C**.

5.4.2. CONDIZIONI TOPOGRAFICHE.

La risposta sismica riferita ad un sottosuolo rigido di categoria A deve quindi essere amplificata da opportuni coefficienti d'amplificazione che tengono conto della diversa stratigrafia del sito; essi sono: S_s , coefficiente stratigrafico e C_c , coefficiente che modifica il periodo, T_c corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro di risposta elastico.

Allo scopo di individuare le condizioni topografiche della superficie del sito e valutare i corrispondenti coefficienti amplificativi topografici, S_T della risposta sismica finale la Normativa mette a disposizione la seguente classificazione:

Categoria		Classificazione della superficie topografica	S_T
<input checked="" type="checkbox"/>	T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilevati isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$	1.0
<input type="checkbox"/>	T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$	1.2
<input type="checkbox"/>	T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i < 30^\circ$	1.2
<input type="checkbox"/>	T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$	1.4

5.4.3. METODO DI ANALISI SISMICA.

Ai fini della verifica sismica, il calcolo delle sollecitazioni sismiche di progetto è svolto secondo l'analisi dinamica modale con spettro di progetto secondo quanto predisposto al § 7.2.6 e al § 7.3.3 del Decreto Ministeriale del 14 Gennaio 2008.

5.5. AZIONE SISMICA DI PROGETTO.

5.5.1. SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICO.

La determinazione dello spettro di risposta elastico in termini di accelerazione è svolta secondo quanto indicato al § 3.2 del DM 14/01/2008, per uno smorzamento convenzionale del 5% e a partire dai valori assunti dei seguenti parametri riferiti al suolo rigido orizzontale:

- a_g accelerazione orizzontale massima del sito;
- F_c valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- T_c^* periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Il Comune di Vicenza ricade in **zona sismica 3** secondo la zonizzazione dell'OPCM 3274-3431 del 03/05/05; il sito è individuato dalle seguenti coordinate geografiche (ED 50):

- **Longitudine:** **11.5419°.**
- **Latitudine:** **45.5582°.**

I valori indicati dalla Normativa per i quattro stati limite sono riassunti nella seguente tabella.

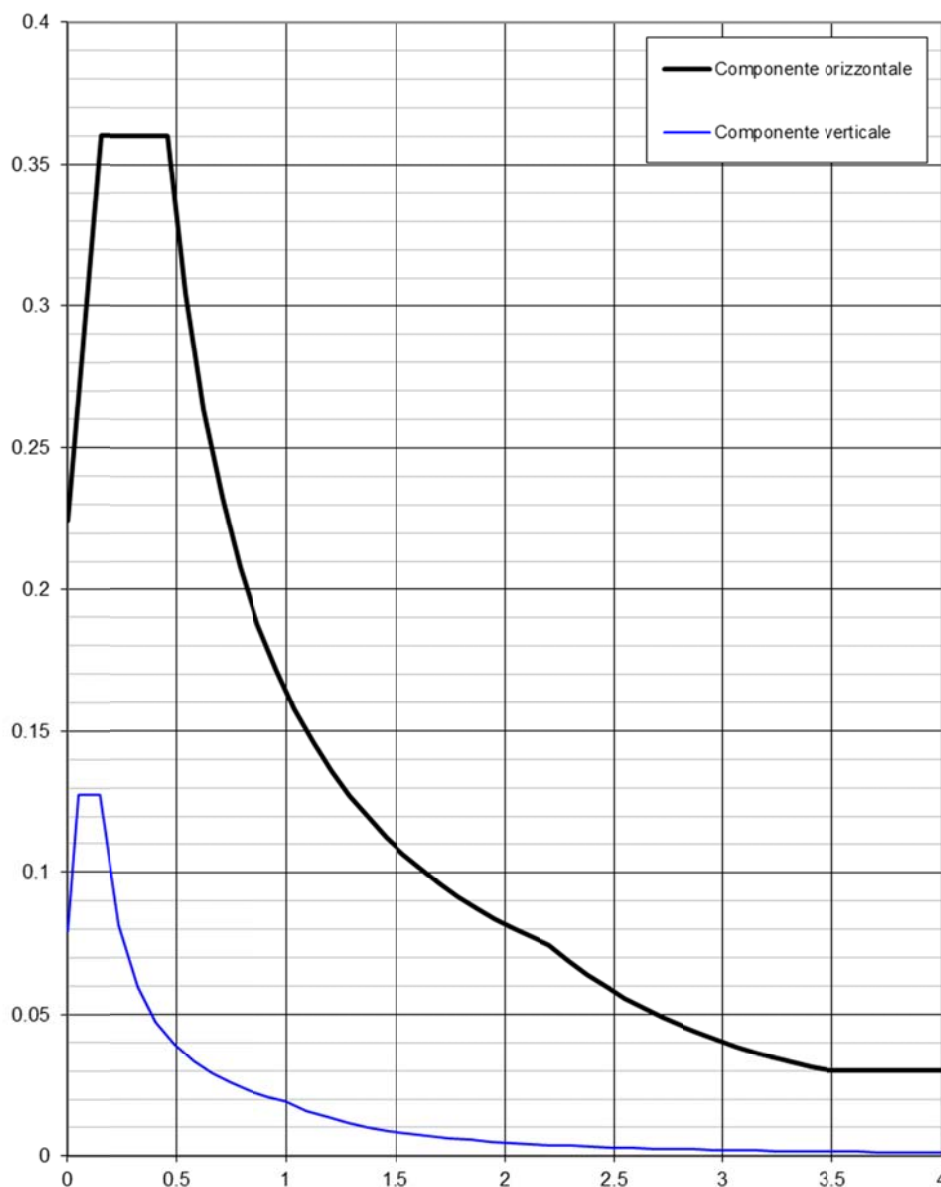
Stati Limite	T_R (anni)	a_g/g	F_0	$T_c^*(sec)$
SLO	30	0.040	2.510	0.240
SLD	50	0.054	2.466	0.256
SLV	475	0.151	2.410	0.287
SLC	975	0.197	2.434	0.289

5.5.2. SPETTRO DI RISPOSTA DI PROGETTO.

Lo spettro di risposta di progetto è ottenuto riducendo le ordinate dello spettro elastico per un fattore di struttura che tiene conto, in modo semplificato, della capacità dissipativa anelastica del sistema strutturale resistente alle forze sismiche.

Ai sensi del C8.7.2.3. è stata eseguita un'analisi dinamica modale con fattore di struttura q , il cui valore è stato scelto nel campo fra 1,50 e 3,0. Dal momento che vengono impiegati come elementi resistenti strutture esistenti, che sono state caratterizzate dal punto di vista meccanico ma non soddisfano le prescrizioni costruttive previste dalla normativa attualmente vigente, è stato adottato un fattore di struttura pari a $q=1.50$.

Lo spettro di progetto corrispondente è di seguito riportato:



L'analisi sismica è stata svolta mediante analisi statica equivalente, secondo le indicazioni previste dalle Norme Tecniche.

Il taglio alla base della costruzione dovuto al sisma è stato poi suddiviso equamente nei nuovi controventi in acciaio disposti parallelamente alla direzione del modo considerato).

HANGAR 2

H_{max}	7.55 m	altezza massima dell'edificio
T	0.341602844 s	periodo proprio calcolato secondo §7.3.3.2.
$S_d(T)$	0.360 g	Coordinata spettrale

Massa edificio

pp	3.00 kN/mq	Peso proprio della copertura
portato	1.50 kN/mq	Peso portato della copertura
A	890.10 mq	Area totale della copertura
W_{tetto}	4005.45 kN	Peso della copertura
W_{telaio}	311.06 kN	Peso del telaio in c.a. esistente
$W_{controventi}$	500.00 kN	Peso delle nuove strutture in acciaio
W_{TOT}	5779.815 kN	Peso complessivo della costruzione
F_h	2081.810995 kN	Taglio alla base della costruzione

Direzione y- parallelo al lato lungo della costruzione

6 controventi

L	4.00 m	
H	4.00 m	
V	416.36 kN	Taglio su ciascun controvento

Direzione x- parallelo al lato corto della costruzione

8 sistemi controventanti in acciaio

L	2.00 m	
H	4.00 m	
V	312.27 kN	

6. MODELLAZIONE AD ELEMENTI FINITI

6.1. DESCRIZIONE DEI SOFTWARE IMPIEGATI

Nel presente progetto sono stati impiegati due diversi software di modellazione agli elementi finiti FEM.

Il Software Straus7 v. 2.4 è stato impiegato per la verifica delle strutture esistenti, dei rinforzi sugli stessi e per la verifica di alcuni nuovi elementi strutturali quali i controventi. Per la verifica delle reticolari in acciaio è stato impiegato il software Midas Gen.

Di seguito si riportano le descrizioni e le licenze in uso per entrambi.

6.1.1. STRAUS 7

Sistema generale per lo studio della risposta di strutture e continui schematizzati secondo il metodo degli elementi finiti. Formulazioni di tipo lineare e non-lineare (per geometria, materiale e condizioni al contorno), relativamente ad analisi della risposta statica (inclusi problemi di stabilità dell'equilibrio), dinamica (generale e sismica) e termomeccanica, sia in condizioni stazionarie che transitorie. Interfacce sia verso CAD, che verso altri software ad elementi finiti, quali Nastran.

Versione licenziata regolarmente a ITS s.r.l. CORTE DELLE CANEVE, 11 PIEVE DI SOLIGO (TV).

6.1.2. MIDAS GEN

GENERALITÀ DEL PROGRAMMA.

MIDAS/GEN è il software general purpose di MIDAS agli elementi finiti dedicato alla modellazione, progetto e verifica di strutture in c.a., muratura, acciaio e legno.

Il programma utilizza come analizzatore e solutore del modello strutturale un proprio solutore agli elementi finiti tridimensionale fornito col pacchetto. Il programma è sostanzialmente diviso in due moduli: un solutore agli elementi finiti che consente l'introduzione dei dati di input relativi alla geometria ed ai carichi; un post processore che a soluzione avvenuta elabora i risultati eseguendo il progetto e la verifica delle membrature e producendo i grafici ed i tabulati di output.

MIDAS/GEN è predisposto per ottemperare alle NTC08 e successiva circolare del febbraio 2009, inclusi: gerarchia delle resistenze, verifiche secondo NTC08 e controlli su centri di rigidità, centri delle masse drift di piano, edifici a nucleo, etc.

Il software è localizzato con l'implementazione delle verifiche secondo gli Eurocodici, Stati Limite Ultimi e Stati Limite di Esercizio, inclusa l'analisi delle fessurazioni. La verifica con Eurocodici prevede gli Stati Limite Ultimi e di Esercizio secondo EC2 (calcestruzzo armato), EC3 (Acciaio), i requisiti per l'analisi sismica secondo EC8, i carichi secondo EC1 (azioni esterne, vento, etc.), incluse le NTC08.

Il prodotto è conforme a quanto richiesto dalle nuove normative italiane, presentando un adeguato numero di Benchmark che controllano l'accuratezza delle soluzioni numeriche confrontandole con soluzioni teoriche e con analisi eseguite con altri softwares.

SPECIFICHE TECNICHE

Denominazione del software: Midas Gen 2014 v.1.1

Produttore del software: Midas

Rivenditore: HARPACEAS – V.le Richard 1 - 20143 Milano - tel.02-891741

Intestatario della licenza: ITS s.r.l. CORTE DELLE CANEVE, 11 PIEVE DI SOLIGO (TV)

Versione regolarmente licenziata

7. VERIFICA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

7.1. INTERVENTI PREVISTI

Gli interventi previsti finalizzati all'adeguamento sismico e statico dell'Hangar Alianti sono i seguenti:

- Rinforzo del cordolo in c.a. di collegamento in sommità dei pilastri esistenti con l'utilizzo di profili UPN 240 adeguatamente inghisati ai cordoli esistenti, al fine di assorbire il momento negativo in eccesso che la trave in c.a. presente non è in grado di supportare;



Figura 7: identificazione cordolo sommitale in c.a.

- Realizzazione di nuovi controventi in acciaio orditi parallelamente al lato corto del fabbricato, con relativa fondazione;
- Realizzazione di nuovi controventi in acciaio orditi parallelamente al lato lungo del fabbricato, con relativa fondazione;
- Connessione in fondazione mediante cordoli di collegamento in corrispondenza delle fondazioni dei nuovi controventi orditi parallelamente al lato corto del fabbricato;
- Connessione delle nuove fondazioni dei controventi alle fondazioni esistenti tramite inghisaggi;
- Realizzazione di quattro reticolari in acciaio disposte parallelamente al lato corto del fabbricato
- Rinforzo con camicia dei pilastri non verificati.

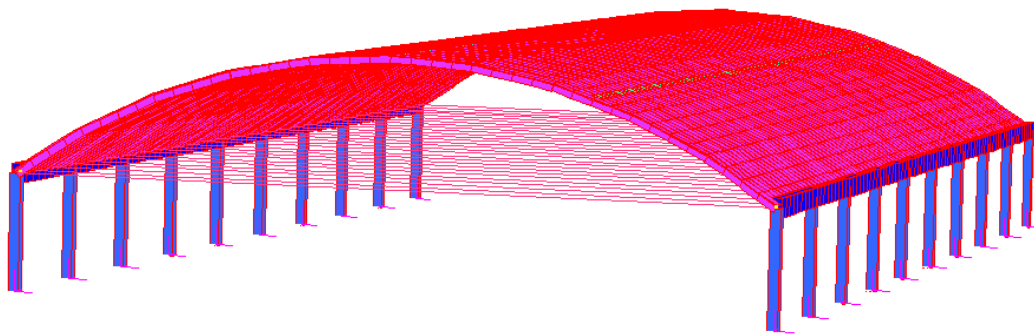


Figura 8: Modellazione Stato di fatto

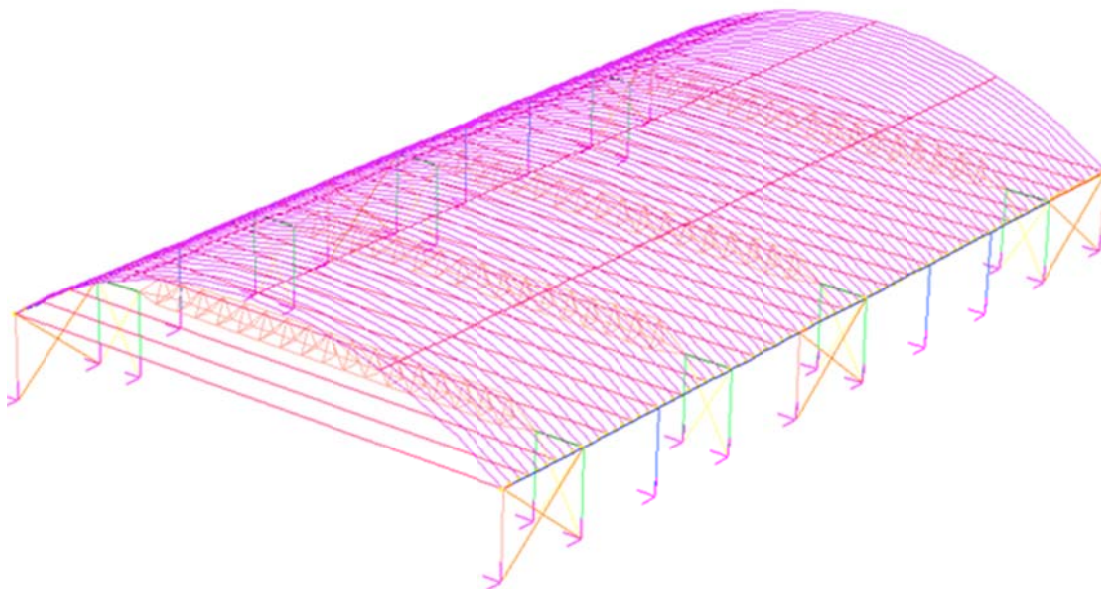


Figura 9: Modellazione stato di progetto

7.2. VERIFICA DEGLI ELEMENTI ESISTENTI

7.2.1. VERIFICA DELLA COPERTURA ESISTENTE

Nello studio della copertura esistente si sono affrontati due casi principali:

- Stato Limite Ultimo con carico neve in assenza di vento;
- Stato Limite Ultimo con carico neve in presenza di vento.

Le sollecitazioni massime sulla copertura non sono risultate, in nessuno dei due casi, superiori alla resistenza dei travetti in laterocemento costituenti la copertura, motivo per cui non si è predisposta alcuna modifica/miglioria strutturale di tali elementi.

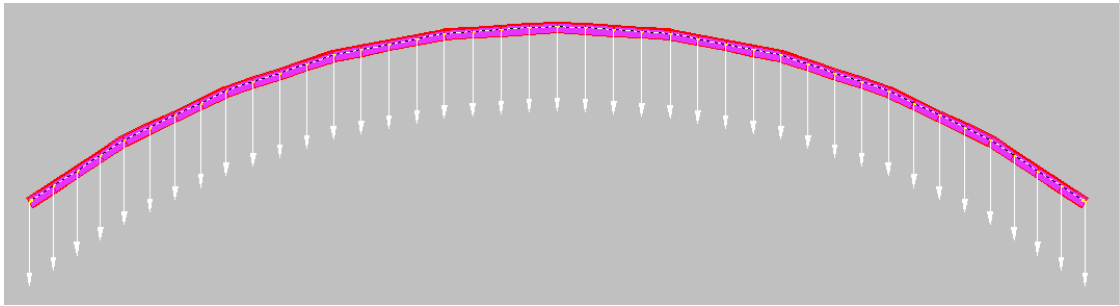


Figura 10: Andamento carico neve in presenza di vento

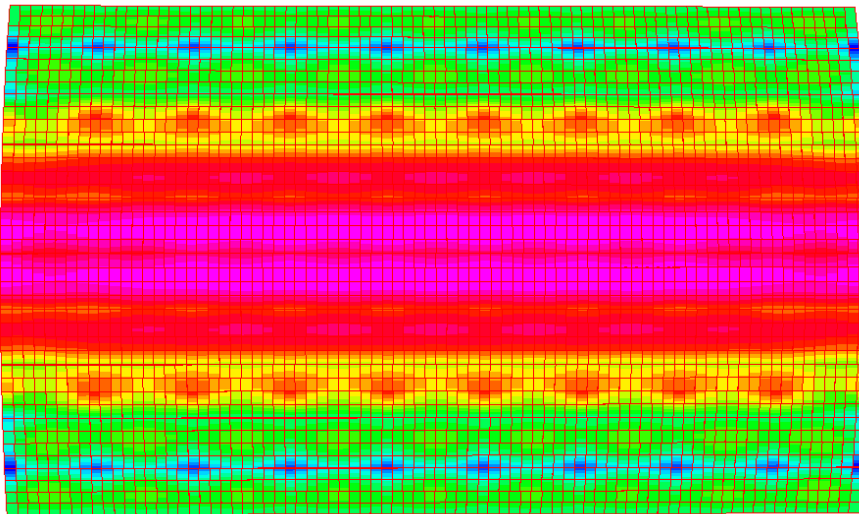
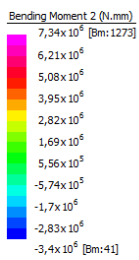


Figura 11: Momento sollecitante massimo agli SLU in presenza di vento

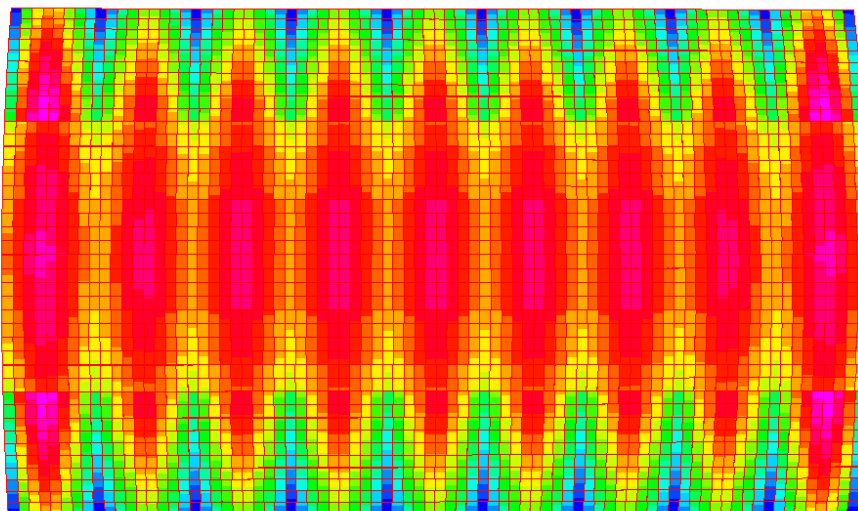
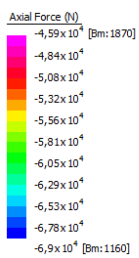


Figura 12: Sforzo normale sollecitante massimo agli SLU in presenza di vento

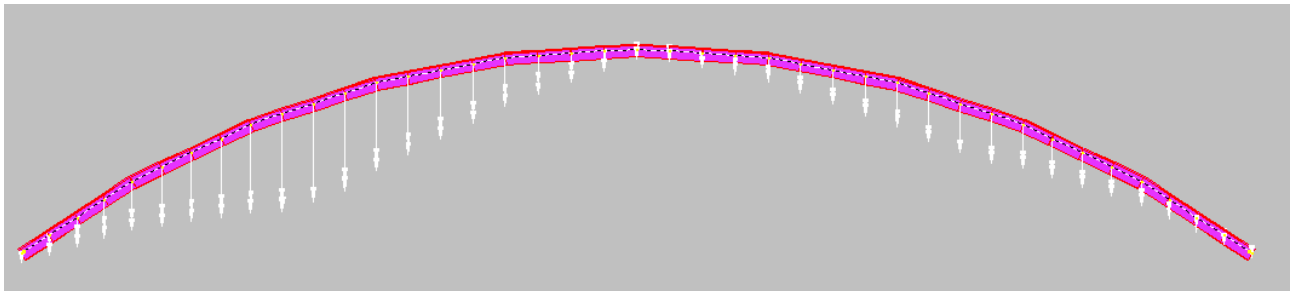


Figura 13: Andamento carico neve in assenza di vento

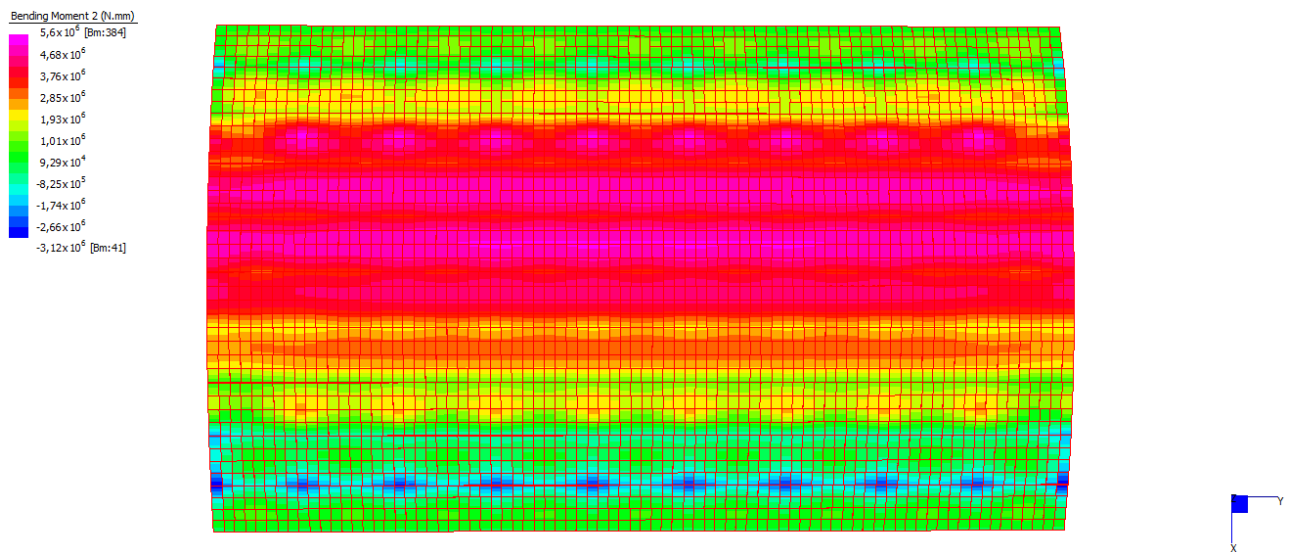


Figura 14: Momento sollecitante massimo agli SLU in assenza di vento

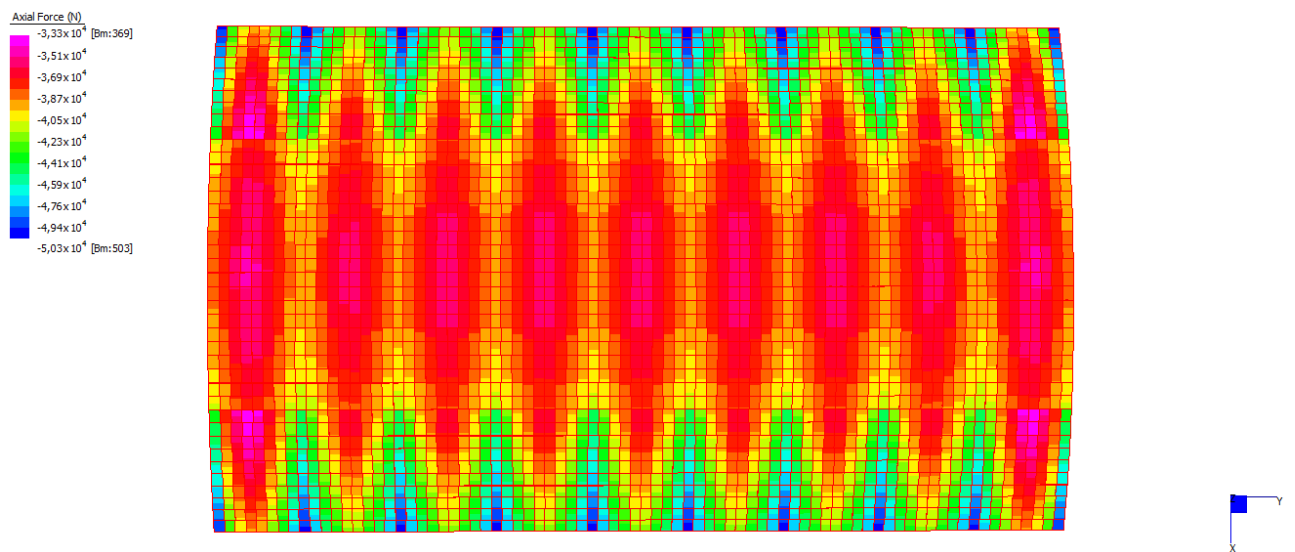


Figura 15: Sforzo normale sollecitante massimo agli SLU in assenza di vento

Verifica a pressoflessione

La verifica alla base del setto viene condotta con il software VcaSlu del Prof. Gelfi, che permette di calcolare il dominio resistente della sezione

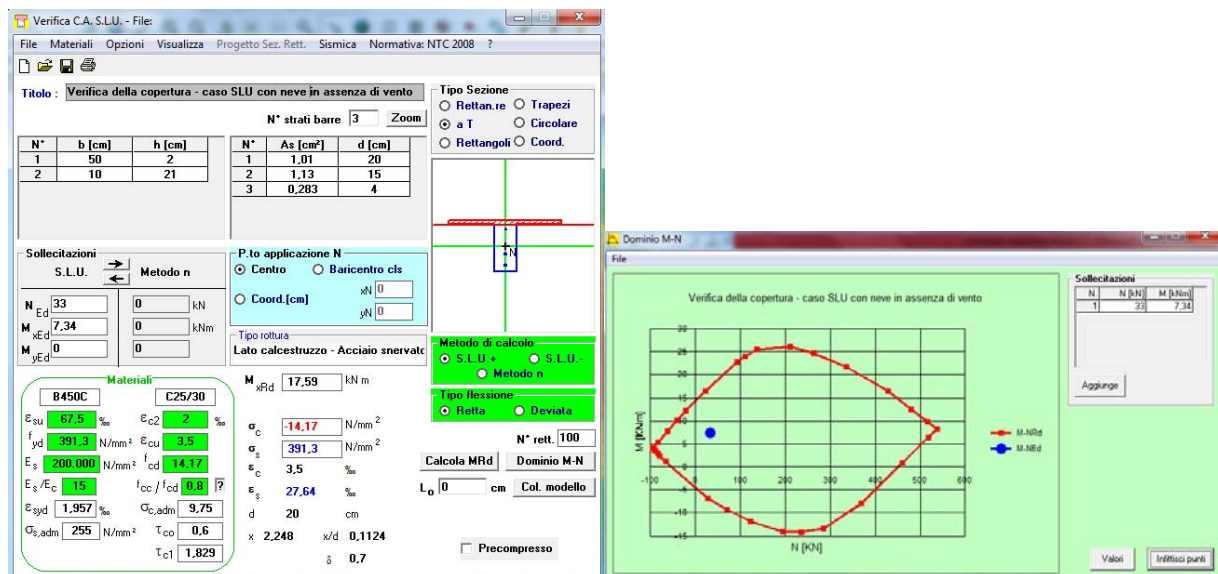


Figura 16: Verifica a pressoflessione per momento positivo

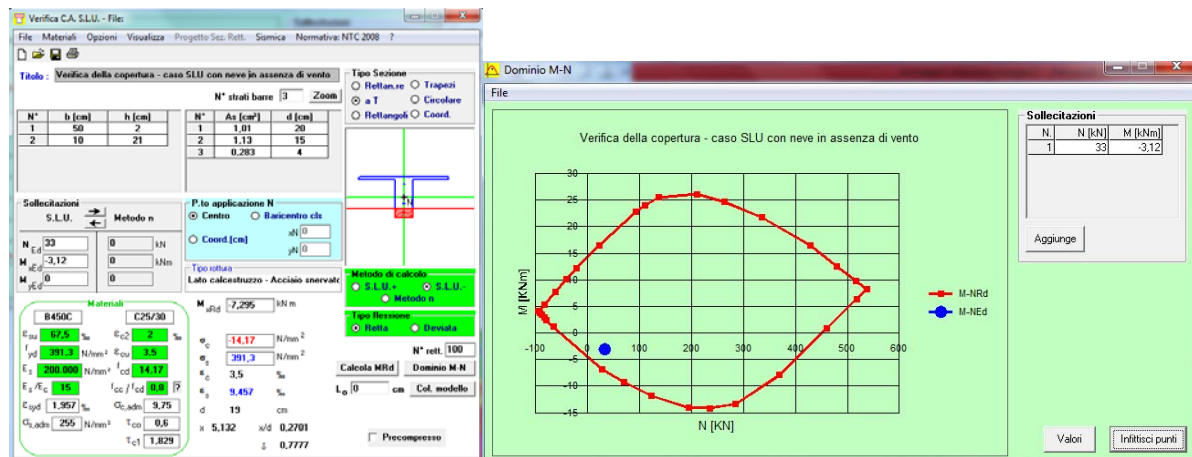


Figura 17: Verifica a pressoflessione per momento negativo

7.2.2. VERIFICA DEL CORDOLO SOMMITALE IN C.A.

Si riportano di seguito le sollecitazioni massime agli SLU/SLV calcolate con l'ausilio del programma di calcolo sul cordolo sommitale in c.a.

	MIN	MAX
BM2(N.mm)	-1,32x10 ⁸	8,76x10 ⁷
	[8m:3342]	[8m:3382]

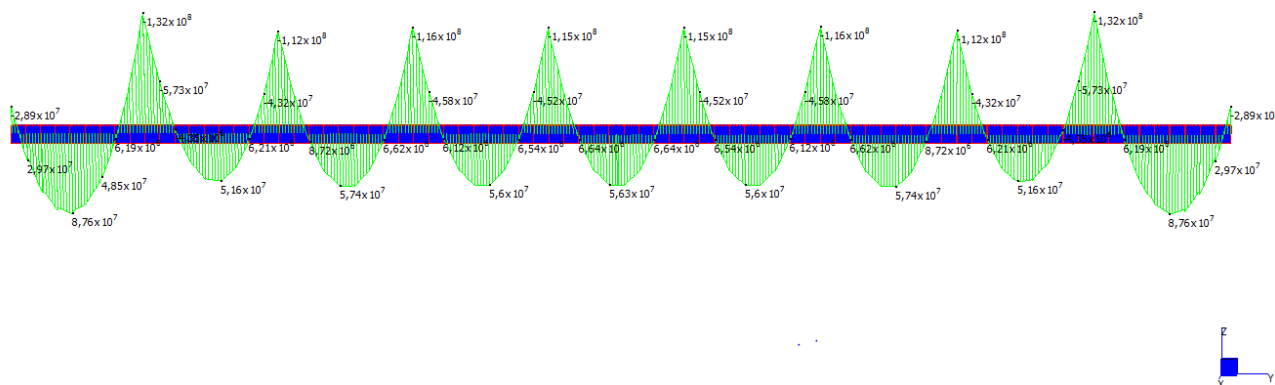


Figura 18: Momento sollecitante M_y massimo agli SLU

	MIN	MAX
SF2(N)	-1,67x10 ⁵	1,67x10 ⁵
	[8m:21]	[8m:3342]

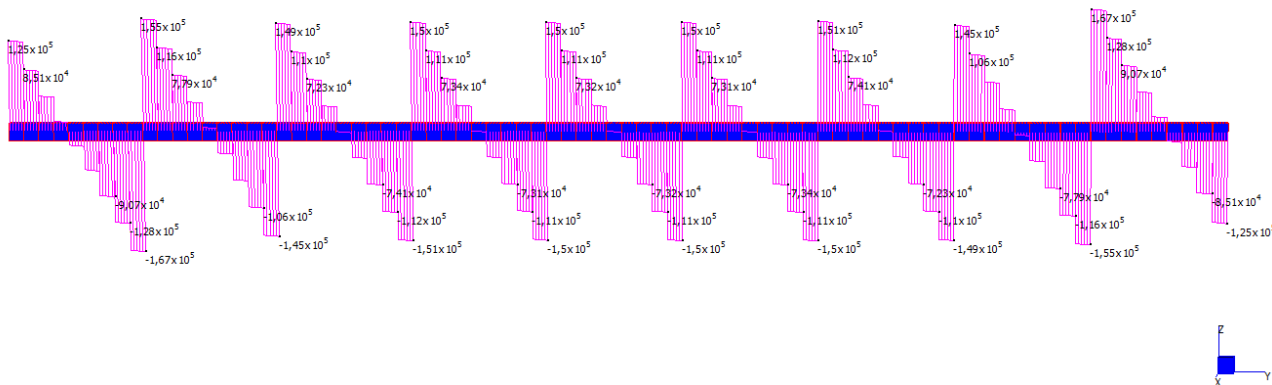


Figura 19: Taglio massimo agli SLU

Le sollecitazioni massime alla sol cordolo sono le seguenti:

$$M_{y,Sd} = +87.6 \text{ kNm}$$

$$M_{y,Sd} = -132.0 \text{ kNm}$$

$$V_{Sd} = 167 \text{ kN}$$

Verifica a pressoflessione

La verifica del cordolo viene condotta con il software VcaSlu del Prof. Gelfi, che permette di calcolare il dominio resistente della sezione;

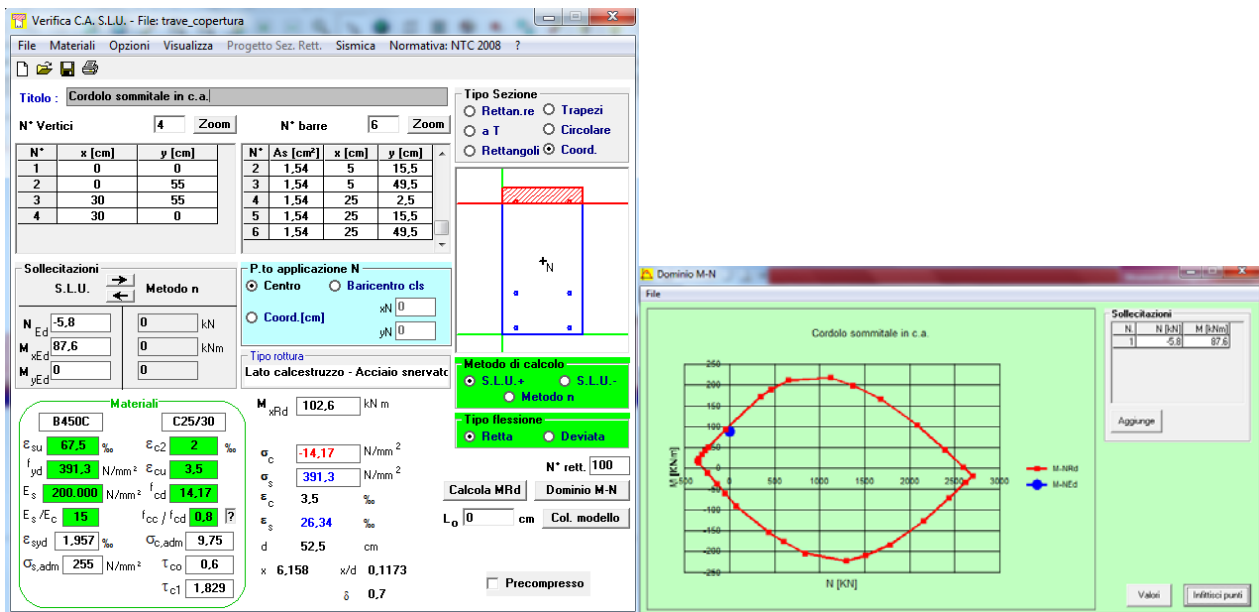


Figura 20: Verifica a pressoflessione per momento positivo

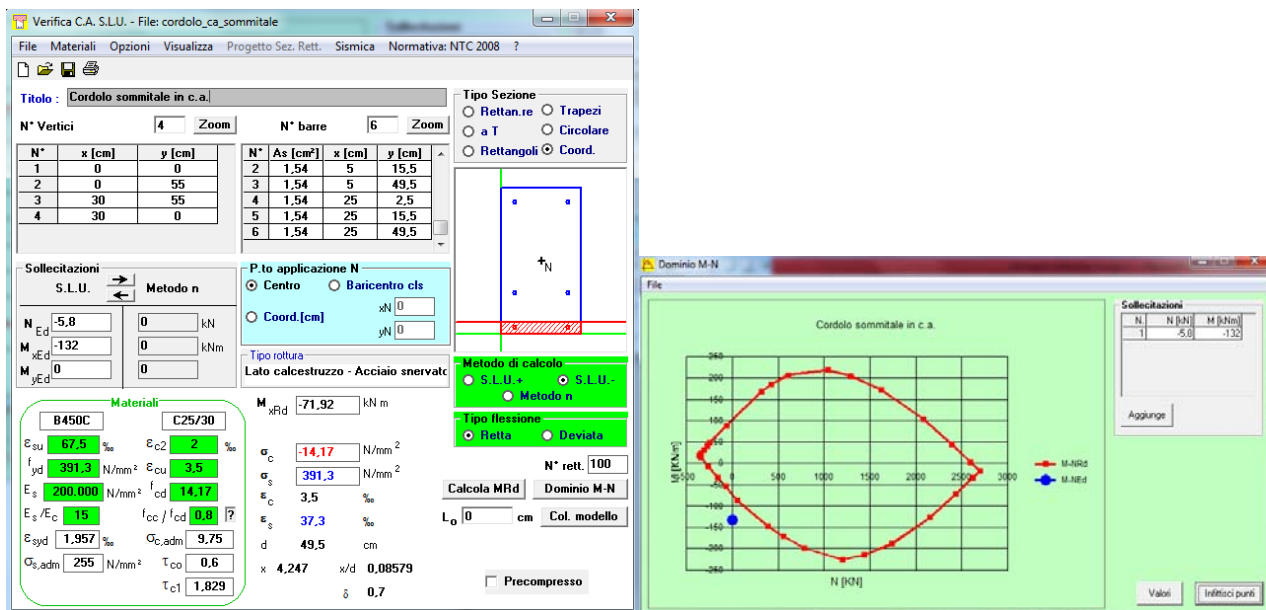


Figura 21: Verifica a pressoflessione per momento negativo

Poiché la verifica non risulta soddisfatta per quanto riguarda il momento negativo, si è scelto di inghisare dei profili UPN240 lungo il cordolo in c.a. al fine di fornire la resistenza necessaria all'elemento oggetto di analisi.

RINFORZO DEL CORDOLO ESISTENTE CON UPN240



Figura 22: Dettaglio relativo al rinforzo operato nel cordolo sommitale in c.a.

Infatti, essendo $W_x=300\text{cm}^3$ nel caso un profilo UPN240, si avrà $M_{RD}=78,6\text{KNm}$ che sommato alla resistenza propria dell'elemento in c.a. fornisce una resistenza totale $M_{RD,TOT}=150,5\text{KNm}$. La verifica a pressoflessione risulta quindi soddisfatta.

Verifica a taglio

La resistenza a taglio del solo profilo UPN240 vale $V_{C,RD}=349.7\text{ KNm}$.

$V_{c,Rd}=349.7\text{ kN} > V_{Sd}= 167\text{ kN}$, pertanto la verifica a taglio risulta soddisfatta.

7.2.3. VERIFICA DEI PILASTRI ESISTENTI

Si riportano di seguito le sollecitazioni massime agli SLU/SLV calcolate con l'ausilio del programma di calcolo sul cordolo sommitale in c.a.

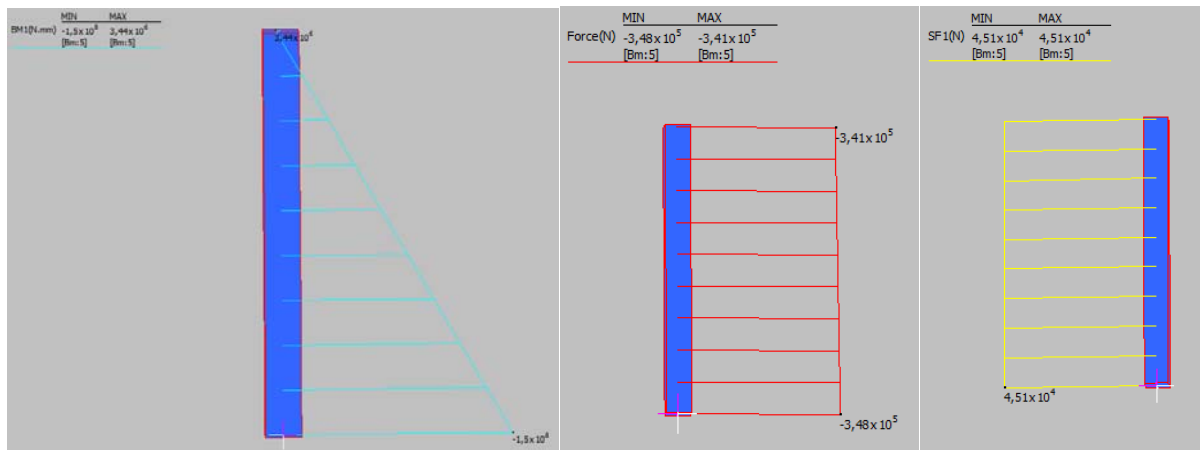


Figura 23: Sollecitazioni massime agli SLU

Le sollecitazioni massime sui pilastri esistenti sono le seguenti:

$M_{Sd}=150\text{ kNm}$

$V_{Sd}=45.1\text{ kNm}$

$N_{Sd}=348\text{ kN}$

Verifica a pressoflessione

La verifica del cordolo viene condotta con il software VcaSlu del Prof. Gelfi, che permette di calcolare il dominio resistente della sezione:

Poiché la verifica non risulta soddisfatta, si è scelto di predisporre una camicia in acciaio e calcestruzzo al fine di fornire la resistenza necessaria all'elemento oggetto di analisi.

DETTAGLIO: RINFORZO PILASTRO ESISTENTE CON CAMICIA

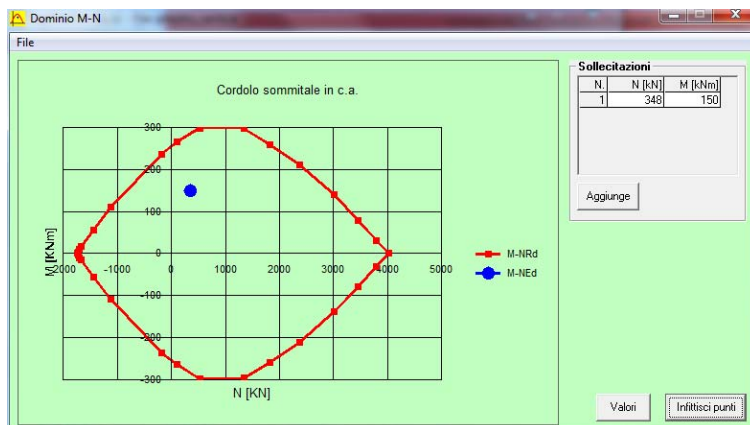
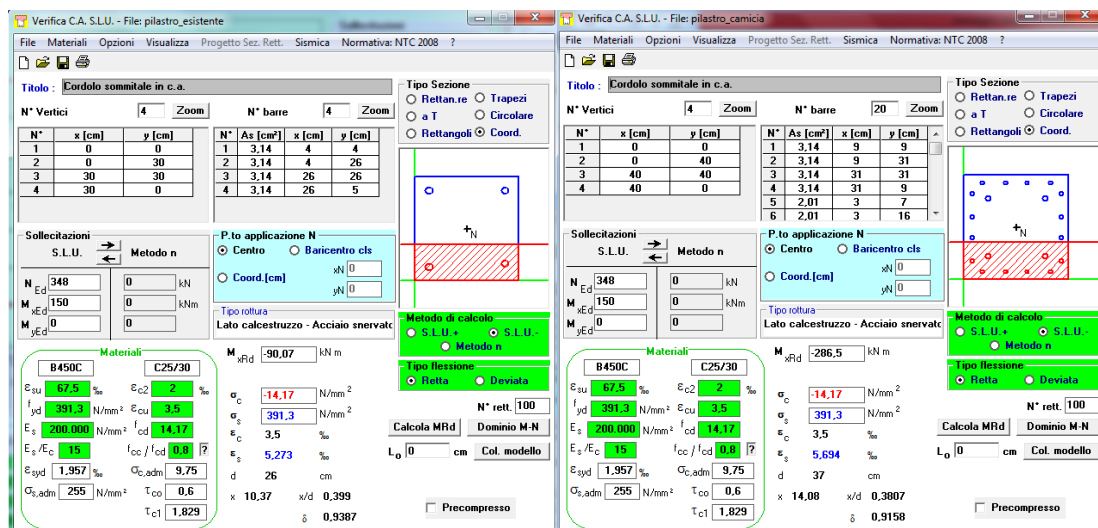
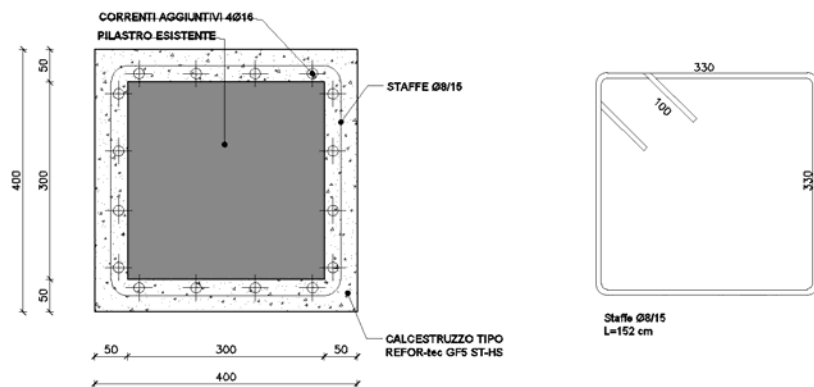


Figura 24: Resistenza a pressoflessione nello stato di fatto e di progetto

La verifica a pressoflessione risulta quindi soddisfatta.

Si precisa però che ad eccezione dei quattro pilastri perimetrali, i restanti verranno affiancati da strutture a portale per reggere i nuovi controventi in acciaio: sarà pertanto inutile applicare il metodo della camicia a questi pilastri, offrendo le colonne in acciaio un sufficiente aumento della resistenza anche per i pilastri in c.a. esistenti. Si analizzi ora il caso di rinforzo più esiguo, ovvero con aumento del momento resistente ad opera delle colonne HEA240 che lavorano lungo il loro asse debole:

$W_{y,HEA240}=230.7\text{cm}^3$ da cui $M_{RD}=60.42\text{KNm}$.

$M_{RD,TOT}=150.49\text{KNm} > M_{Sd}$ e pertanto la verifica a pressoflessione risulta così verificata.

Verifica a taglio

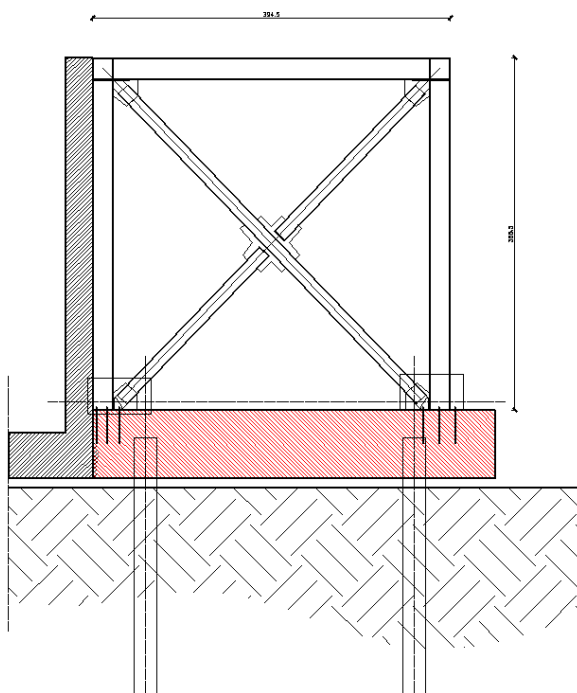
VERIFICA A TAGLIO agli SLU			
Elementi senza armatura trasversale			
% armatura longitudinale	ρ		0.0057
Tensione media di compressione			
in condizione non sismica	σ_{cp} (N/mm ²)		0.00
Tensione media di compressione			
in condizione sismica	σ_{cp} (N/mm ²)		0.00
Resistenza a taglio in condizione non sismica			
	$V_{Rd,x}$ (kN)		71.98
Verifica	$V_{Rd,x} > V_{Sd,x}$		Soddisfatta non serve armatura a taglio
Resistenza a taglio in condizione sismica			
	$V_{Rd,x}$ (kN)		71.98
Verifica	$V_{Rd,x} > V_{Sd,x}$		Soddisfatta non serve armatura a taglio
Verifica armatura longitudinale			
Area ferro teso	A_s (mm ²)		804
Forza resistente a trazione	$A_s f_{y,d}$ (kN)		315
$A_s f_{y,d} > \max(V_{Sd}, V_{Ed})$			Soddisfatta
Elementi con armatura trasversale - Taglio x-x			
Ferri piegati			
n°	0	ϕ (mm)	8
passo (cm)	15	α (°)	45
A_{fp} (cm ² /passo)	0.00	A_{fp} (cm ² /m)	0.00
Staffe			
A_{st} (cm ² /passo)	1.01	A_{st} (cm ² /m)	6.70
$A_{st,min}$ (cm ² /m)	4.53		
α_c	1	f'_{cd}	7.06
$\cot\theta$ (calcolo)	3.12	θ (°)	17.7
$\cot\theta$ (assunto)	2.50	θ (°)	21.8
V_{Rsd} (kN)	208.89	V_{Rcd} (kN)	310.03
		V_{Rdu} (kN)	208.89
Resistenza a taglio in condizione non sismica			
Verifica	$V_{Rd,x} > V_{Sd,x}$		Soddisfatta
Resistenza a taglio in condizione sismica			
Verifica	$V_{Rd,x} > V_{Ed,x}$		Soddisfatta

7.3. VERIFICA DEI NUOVI ELEMENTI STRUTTURALI

7.3.1. VERIFICA DEI CONTROVENTI

L'installazione dei controventi nelle due direzioni si è resa necessaria in quanto la struttura esistente non prevedeva idonei strumenti dissipativi per le forze orizzontali quali le azioni sismiche.

TELAIO DI CONTROVENTO TIPO 1



TELAIO DI CONTROVENTO TIPO 2

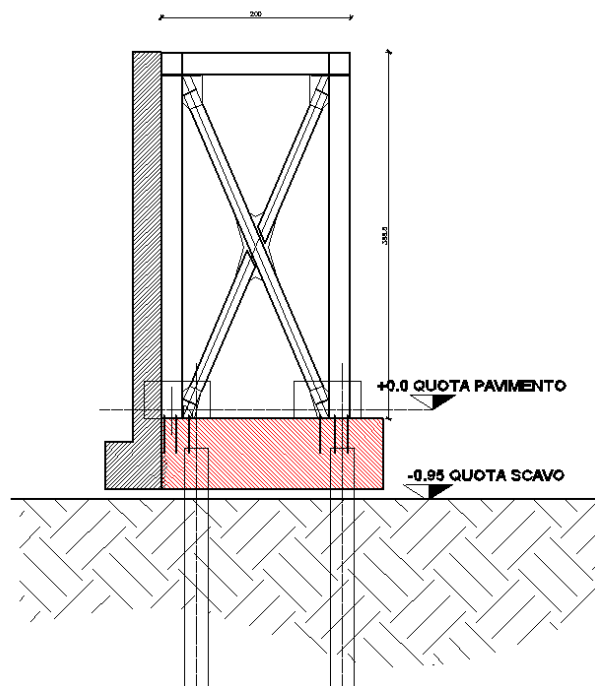


Figura 25: Controvento tipo 1 e tipo 2

Le sollecitazioni e le verifiche di ciascun profilo costituente i due controventi vengono riportati nelle seguenti figure e tabelle:

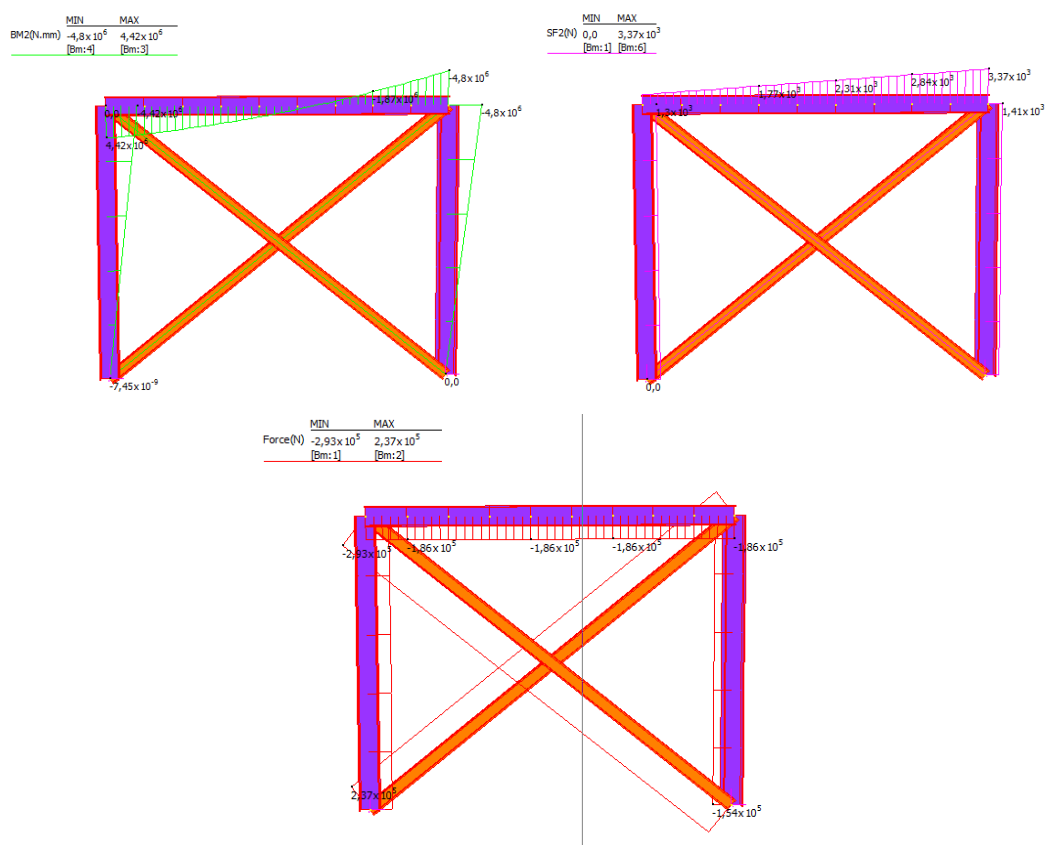


Figura 26: Sollecitazioni controvento tipo 1

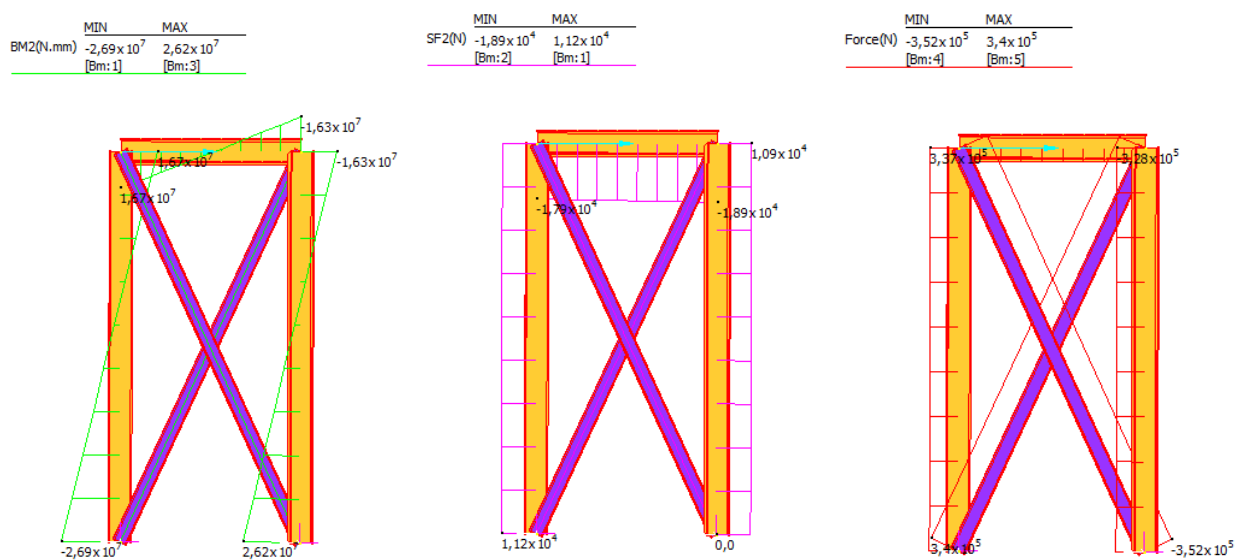


Figura 27: Sollecitazioni controvento tipo 2

CONTROVENTO TIPO 1					
COLONNA HEA 240		TRAVE HEA 240		DIAGONALI 2x UPN 140	
A (cm ²)	76,84	A (cm ²)	76,84	A (cm ²)	40,8
Wx (cm ³)	675,1	Wx (cm ³)	675,1	Jmin (cm ⁴)	435,79808
Jx (cm ⁴)	7763	Jx (cm ⁴)	7763	b (mm)	120
Jmin (cm ⁴)	2769	Jmin (cm ⁴)	2769	h (mm)	140
b (mm)	240	b (mm)	240	tf (mm)	10
h (mm)	230	h (mm)	230	tw (mm)	7
tf (mm)	12	tf (mm)	12	r (mm)	10
tw (mm)	7,5	tw (mm)	7,5	Ned+ (kN)	237
r (mm)	21	r (mm)	21	Ned- (kN)	293
Ved (kN)	1,4	Ved (kN)	3,37	l ₀ (mm)	2360
Med (kNm)	4,8	Med (kNm)	4,8	f _{yd} (MPa)	275
Ned+ (kN)	184	Ned+ (kN)	186	Npl,Rd (kN)	1068,57143
Ned- (kN)	154	Ned- (kN)	186	Nt,Rd	1068,57143
l ₀ (mm)	2660	l ₀ (mm)	2000	Ncr (kN)	1620092,82
f _{yd} (MPa)	275	f _{yd} (MPa)	275	λ	0,83219764
Npl,Rd (kN)	2012,476	Npl,Rd (kN)	2012,476	α	0,49
Nt,Rd	2012,476	Nt,Rd	2012,476	Φ	1,00116488
Mpl,Rd (kNm)	176,8119	Mpl,Rd (kNm)	176,8119	χ	0,64195479
Av (mm ²)	2518	Av (mm ²)	2518	Nb,Rd (kN)	1040,02635
Vc,Rd (kN)	380,7488	Vc,Rd (kN)	380,7488	Ned-/Nb,Rd	0,28172363
Ncr (N)	8102859	Ncr (N)	14333147	Ned+/Nt,Rd	0,22179144
λ	0,510671	λ	0,383963		
α	0,21	α	0,21		
Φ	0,663013	Φ	0,59303		
χ	0,920928	χ	0,956958		
Nb,Rd (kN)	7462,146	Nb,Rd (kN)	13716,22		
Ned-/Nb,Rd	0,020637	Ned-/Nb,Rd	0,013561		
Ned+/Nt,Rd	0,09143	Ned+/Nt,Rd	0,092423		
MEd/Mc,Rd	0,027147	MEd/Mc,Rd	0,027147		
Ved/Vc,Rd	0,003677	Ved/Vc,Rd	0,008851		

Figura 28: Verifiche controvento tipo 1

Si riportano inoltre le verifiche relative ai giunti bullonati di tali strutture, dove la verifica verte sul giunto maggiormente sollecitato (verifica del bullone e rifollamento della piastra):

VERIFICA BULLONATURE DIAGONALI		VERIFICA GIUNTO TRAVE-COLONNA	
N _{Ed} (kN)	293	N _{Ed} (kN)	186
n° sup. res.	2	V _{Ed} (kN)	184
n° bulloni	4	n° sup. res.	1
f _{tb} (MPa)	800	n° bulloni	8
A _{res} M20 (mm ²)	245	f _{tb} (MPa)	800
f _{tk} (MPa)	430	A _{res} M20 (mm ²)	245
F _{TAGLIO,ED,MAX} (kN)	36,6	f _{tk} (MPa)	430
γ _{M2}	1,25	F _{TAGLIO,ED,MAX} (kN)	23,3
k	2,5	F _{TRAZIONE,ED,MAX} (kN)	23,0
α	1	γ _{M2}	1,25
φ _{BULLONE} (mm)	20	k	2,5
t piastra (mm)	20	α	1
F _{v,Rd} (kN) M20	94,08	φ _{BULLONE} (mm)	20
F _{b,Rd} (kN) M20	344	t piastra (mm)	20
		F _{t,Rd} (kN) M20	141,12
		F _{v,Rd} (kN) M20	94,08
		F _{b,Rd} (kN) M20	344

CONTROVENTO TIPO 2					
COLONNA HEA 240		TRAVE HEA 240		DIAGONALI 2x UPN 140	
A (cm ²)	76,84	A (cm ²)	76,84	A (cm ²)	40,8
Wx (cm ³)	675,1	Wx (cm ³)	675,1	Jmin (cm ⁴)	435,79808
Jx (cm ⁴)	7763	Jx (cm ⁴)	7763	b (mm)	120
Jmin (cm ⁴)	2769	Jmin (cm ⁴)	2769	h (mm)	140
b (mm)	240	b (mm)	240	tf (mm)	10
h (mm)	230	h (mm)	230	tw (mm)	7
tf (mm)	12	tf (mm)	12	r (mm)	10
tw (mm)	7,5	tw (mm)	7,5	Ned+ (kN)	340
r (mm)	21	r (mm)	21	Ned- (kN)	352
Ved (kN)	18,9	Ved (kN)	10,9	l ₀ (mm)	1770
Med (kNm)	16,7	Med (kNm)	16,7	f _{yd} (MPa)	275
Ned+ (kN)	337	Ned+ (kN)	153	Npl,Rd (kN)	1068,571429
Ned- (kN)	328	Ned- (kN)	153	Nt,Rd	1068,571429
l ₀ (mm)	2660	l ₀ (mm)	1000	Ncr (kN)	2880165,015
f _{yd} (MPa)	275	f _{yd} (MPa)	275	λ	0,62414823
Npl,Rd (kN)	2012,4762	Npl,Rd (kN)	2012,476	α	0,49
Nt,Rd	2012,4762	Nt,Rd	2012,476	Φ	0,798696823
Mpl,Rd (kNm)	176,8119	Mpl,Rd (kNm)	176,8119	χ	0,770980473
Av (mm ²)	2518	Av (mm ²)	2518	Nb,Rd (kN)	2220,550985
Vc,Rd (kN)	380,74876	Vc,Rd (kN)	380,7488	Ned-/Nb,Rd	0,158519215
Ncr (N)	8102858,8	Ncr (N)	57332588	Ned+/Nt,Rd	0,318181818
λ	0,5106706	λ	0,191981		
α	0,21	α	0,21		
Φ	0,6630127	Φ	0,517586		
χ	0,9209276	χ	1,001752		
Nb,Rd (kN)	7462,1463	Nb,Rd (kN)	57433,01		
Ned-/Nb,Rd	0,0439552	Ned-/Nb,Rd	0,002664		
Ned+/Nt,Rd	0,1674554	Ned+/Nt,Rd	0,076026		
MEd/Mc,Rd	0,0944507	MEd/Mc,Rd	0,094451		
Ved/Vc,Rd	0,049639	Ved/Vc,Rd	0,028628		

Figura 29: Verifiche controvento tipo 2

Si riportano inoltre le verifiche relative ai giunti bullonati di tali strutture, dove la verifica verte sul giunto maggiormente sollecitato (verifica del bullone e rifollamento della piastra):

VERIFICA BULLONATURE DIAGONALI		VERIFICA GIUNTO TRAVE-COLONNA	
N _{Ed} (kN)	352	N _{Ed} (kN)	153
n° sup. res.	2	V _{Ed} (kN)	337
n° bulloni	4	n° sup. res.	1
f _{tb} (MPa)	800	n° bulloni	8
A _{res} M20 (mm ²)	245	f _{tb} (MPa)	800
f _{tk} (MPa)	430	A _{res} M20 (mm ²)	245
F _{TAGLIO,ED,MAX} (kN)	44,0	f _{tk} (MPa)	430
γ _{M2}	1,25	F _{TAGLIO,ED,MAX} (kN)	19,1
k	2,5	F _{TRAZIONE,ED,MAX} (kN)	0,1
α	1	γ _{M2}	1,25
φ _{BULLONE} (mm)	20	k	2,5
t piastra (mm)	20	α	1
F _{v,Rd} (kN) M20	94,08	φ _{BULLONE} (mm)	20
F _{b,Rd} (kN) M20	344	t piastra (mm)	20
		F _{t,Rd} (kN) M20	141,12
		F _{v,Rd} (kN) M20	94,08
		F _{b,Rd} (kN) M20	344

7.3.2. VERIFICA DEI CORDOLI DI FONDAZIONE

Le strutture di fondazione dei nuovi controventi di tipo 1 e 2 vengono collegate alle strutture di fondazione esistenti per mezzo di inghisaggi. Inoltre le fondazioni relative ai controventi tipo 2 sono collegate tra loro parallelamente al lato corto del fabbricato per mezzo di opportuni cordoli di fondazione, in accordo al punto 7.2.5.1 delle Norme Tecniche.

Essendo il caso in esame relativo ad un profilo stratigrafico di tipo C, le forze assiali per cui dovranno essere progettate tali fondazioni saranno :

$$F = \pm 0.4 \frac{N_{sd} \cdot a_{max}}{g} = 33.92 kN,$$

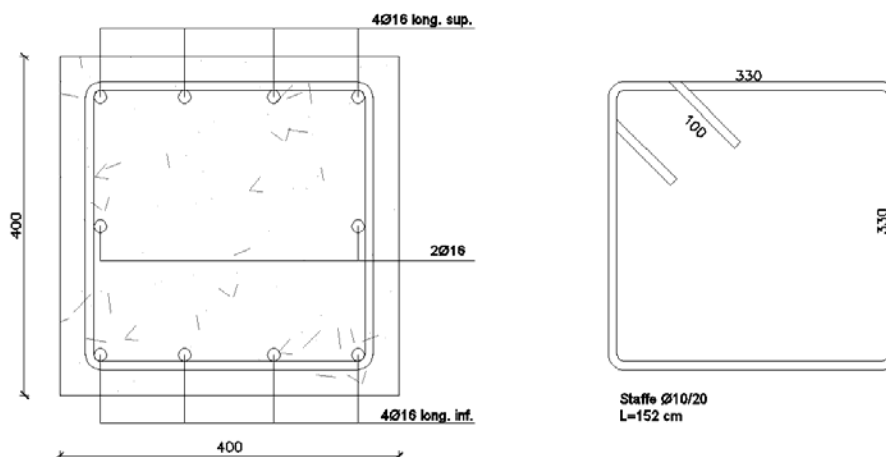


Figura 30: Dettaglio nuovo cordolo di fondazione

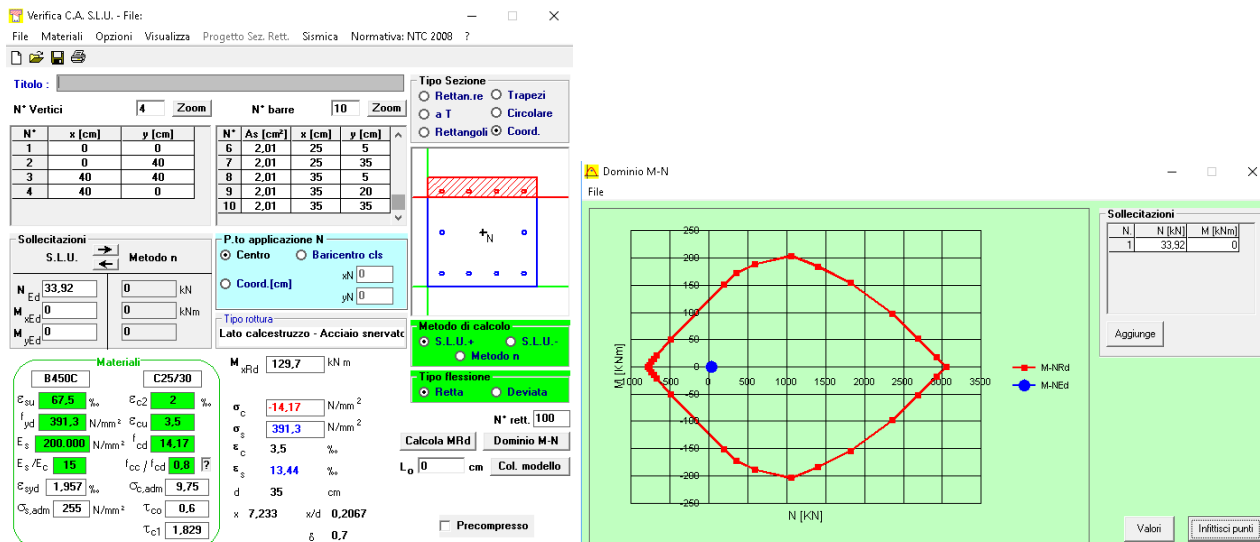


Figura 31: Verifica del cordolo di fondazione

7.3.3. VERIFICA DELLA RETICOLARE

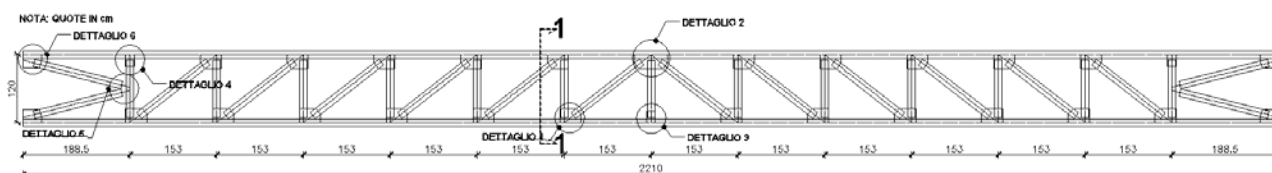
Non essendoci nel fabbricato esistente alcun elemento strutturale in grado di dissipare eventuali sforzi di compressione lungo la direzione del lato corto sono state progettate quattro reticolari in acciaio (tutte uguali). Tali elementi scaricheranno sia sui controventi di tipo 2 sia sulle UPN240 inserite da progetto per incrementare la resistenza dei cordoli sommitali in c.a..

Le reticolari così progettate prevedono due correnti inferiori e un corrente superiore: tali elementi sono composti da profili angolari 100x65x7 doppiati, mentre gli elementi verticali e diagonali che collegano i correnti inferiori a quello superiore sono costituiti da profili angolari 100x65x7 singoli. La struttura è stata ideata tridimensionale anziché piana per evitare problemi di svergolamento e instabilità fuori piano.

Si prevede di assemblare la struttura in due parti che verranno giuntate in opera in corrispondenza della mezzeria tramite dei giunti bullonati.

Si riportano ora le rappresentazioni delle sollecitazioni sugli elementi costituenti la struttura e le relative verifiche:

RETICOLARE, PIANTA CORRENTI INFERIORI



RETICOLARE, PROSPETTO

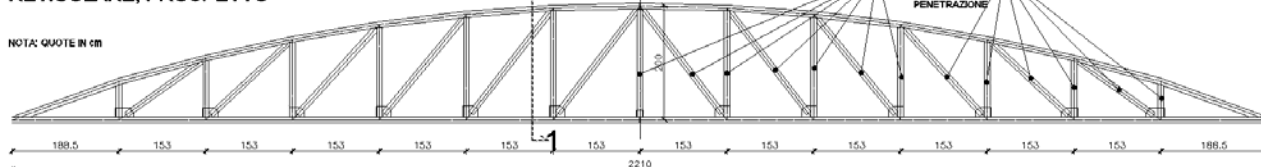


Figura 32: Correnti inferiori e prospetto della reticolare

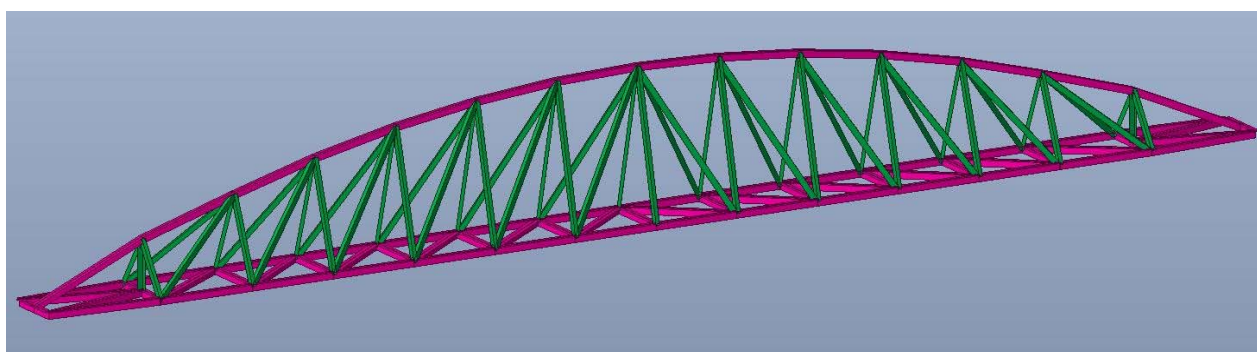


Figura 33: Rappresentazione della struttura tridimensionale del modello impiegato

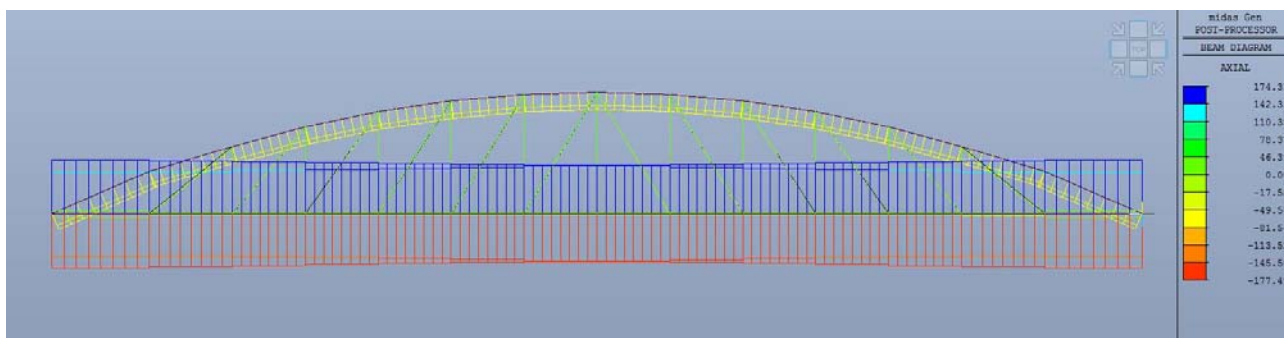


Figura 34: rappresentazione degli sforzi assiali nei correnti superiori/inferiori



Figura 35: rappresentazione degli spostamenti

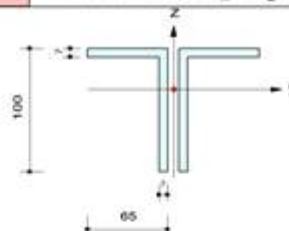


Figura 36: rappresentazione degli sforzi assiali nei profili diagonali inferiori

MIDAS	Company		Project Title	
	Author	Ufficio Cortina 02	File Name	\\N...\\Calcoli\\reticolare_r1.mgb

1. Design Information

Design Code Eurocode3:05
Unit System kN, mm
Member No 92
Material S275 (No:1)
(Fy = 0.27500, Es = 210.000)
Section Name 2xL65x100x7 (No:1)
(Built-up Section)
Member Length : 2004.15



2. Member Forces

Axial Force Fxx = -145.80 (LCB: 2, POS:1/4)
Bending Moments My = 111.576, Mz = 28.6127
End Moments Myi = 63.6666, Myj = -1.1778 (for Lb)
Myi = 63.6666, Myj = -1.1778 (for Ly)
Mzi = 38.2542, Mzj = -0.3118 (for Lz)
Shear Forces Fyy = 0.01924 (LCB: 2, POS:I)
Fzz = -0.3937 (LCB: 1, POS:I)

Depth	100.000	Web Thick	7.00000
Flg Width	65.0000	Flg Thick	7.00000
BTB Spacing	10.0000		
Area	2212.00	Asz	1166.67
Qyb	2249.17	Qzb	2112.50
Iyy	2281215	Izz	1699469
Ybar	70.0000	Zbar	67.0696
Wely	34012.6	Welz	24278.1
ry	32.1137	rz	27.7181

3. Design Parameters

Unbraced Lengths Ly = 2004.15, Lz = 2004.15, Lb = 2004.15
Effective Length Factors Ky = 1.00, Kz = 1.00
Equivalent Uniform Moment Factors Cmy = 1.00, Cmz = 1.00, CmLT = 1.16

4. Checking Results

Slenderness Ratio

 $KL/r = 78.7 < 200.0$ (Memb:53, LCB: 5) O.K

Axial Resistance

 $N_{Ed}/\min[N_{c,Rd}, N_{b,Rd}] = 145.799/397.385 = 0.367 < 1.000$ O.K

Bending Resistance

 $M_{Edy}/M_{Rdy} = 111.58/8908.07 = 0.013 < 1.000$ O.K

 $M_{Edz}/M_{Rdz} = 28.61/5535.71 = 0.005 < 1.000$ O.K

Combined Resistance

 $R_{com} = N_{Ed}/(A_{eff} \cdot f_y / \gamma_{M0}), R_{bend} = (M_{Edy} + N_{Ed} \cdot e_{Ny}) / M_{y,Rd} + (M_{Edz} + N_{Ed} \cdot e_{Nz}) / M_{z,Rd}$
 $R_{c_LT1} = N_{Ed} / (X_{iy} \cdot A_{eff} \cdot f_y / \gamma_{M1})$
 $R_{b_LT1} = k_{yy} \cdot (M_{Edy} + N_{Ed} \cdot e_{Ny}) / (X_{i_LT} \cdot W_{effy} \cdot f_y / \gamma_{M1}) + k_{yz} \cdot (M_{Edz} + N_{Ed} \cdot e_{Nz}) / (W_{effz} \cdot f_y / \gamma_{M1})$
 $R_{c_LT2} = N_{Ed} / (X_{iz} \cdot A_{eff} \cdot f_y / \gamma_{M1})$
 $R_{b_LT2} = k_{zy} \cdot (M_{Edy} + N_{Ed} \cdot e_{Ny}) / (X_{i_LT} \cdot W_{effy} \cdot f_y / \gamma_{M1}) + k_{zz} \cdot (M_{Edz} + N_{Ed} \cdot e_{Nz}) / (W_{effz} \cdot f_y / \gamma_{M1})$
 $R_{max} = \max[R_{com} + R_{bend}, \max(R_{c_LT1} + R_{b_LT1}, R_{c_LT2} + R_{b_LT2})] = 0.416 < 1.000$ O.K

Shear Resistance

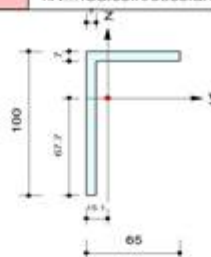
 $V_{Edy}/V_{y,Rd} = 0.000 < 1.000$ O.K

 $V_{Edz}/V_{z,Rd} = 0.002 < 1.000$ O.K

MIDAS	Company		Project Title	
	Author	Ufficio Cortina 02	File Name	\\N...\\Calcoli\\reticolare_r1.mgb

1. Design Information

Design Code Eurocode3:05
 Unit System kN, mm
 Member No 20
 Material S275 (No:1)
 (Fy = 0.27500, Es = 210.000)
 Section Name L65x100x7 (No:2)
 (Rolled : L65x100x7).
 Member Length : 2975.55



2. Member Forces

Axial Force Fxx = -12.647 (LCB: 3, POS:J)
 Bending Moments My = 0.00000, Mz = 0.00000
 End Moments Myi = 0.00000, Myj = 0.00000 (for Lb)
 Myi = 0.00000, Myj = 0.00000 (for Ly)
 Mzi = 0.00000, Mzj = 0.00000 (for Lz)
 Shear Forces Fyy = 0.00000 (LCB: 3, POS:I)
 Fzz = -0.0905 (LCB: 1, POS:I)

Depth	100.000	Web Thick	7.00000
Top F Width	65.0000	Top F Thick	7.00000
Area	1120.00	Asz	583.333
Qyb	2291.65	Qzb	1245.01
Iyy	1130000	Izz	376000
Ybar	15.1000	Zbar	67.7000
Wely	16600.0	Welz	7540.00
rp	14.2303		
ry	31.7000	rz	18.4000

3. Design Parameters

Unbraced Lengths Ly = 2975.55, Lz = 2975.55, Lb = 2975.55
 Effective Length Factors Ky = 1.00, Kz = 1.00
 Equivalent Uniform Moment Factors Cmy = 1.00, Cmz = 1.00, CmLT = 1.07

4. Checking Results

Slenderness Ratio

$KL/r = 209.1 > 200.0$ (Memb 20, LCB: 3) N.G

Axial Resistance

$N_{Ed}/\min[N_{c,Rd}, N_{b,Rd}] = 12.6469/44.1406 = 0.287 < 1.000$ O.K

Bending Resistance

$M_{Edy}/M_{Rdy} = 0.00/4709.22 = 0.000 < 1.000$ O.K

$M_{Edz}/M_{Rdz} = 0.00/4172.46 = 0.000 < 1.000$ O.K

Combined Resistance

$R_{com} = N_{Ed}/(A_{eff} \cdot f_y / \gamma_{M0})$, $R_{bend} = (M_{Edy} + N_{Ed} \cdot e_{Ny}) / M_{y,Rd} + (M_{Edz} + N_{Ed} \cdot e_{Nz}) / M_{z,Rd}$
 $R_{c,LT1} = N_{Ed} / (X_{iy} \cdot A_{eff} \cdot f_y / \gamma_{M1})$
 $R_{b,LT1} = k_{yy} \cdot (M_{Edy} + N_{Ed} \cdot e_{Ny}) / (X_{i,LT} \cdot W_{effy} \cdot f_y / \gamma_{M1}) + k_{yz} \cdot (M_{Edz} + N_{Ed} \cdot e_{Nz}) / (W_{effz} \cdot f_y / \gamma_{M1})$
 $R_{c,LT2} = N_{Ed} / (X_{iz} \cdot A_{eff} \cdot f_y / \gamma_{M1})$
 $R_{b,LT2} = k_{zy} \cdot (M_{Edy} + N_{Ed} \cdot e_{Ny}) / (X_{i,LT} \cdot W_{effy} \cdot f_y / \gamma_{M1}) + k_{zz} \cdot (M_{Edz} + N_{Ed} \cdot e_{Nz}) / (W_{effz} \cdot f_y / \gamma_{M1})$
 $R_{max} = \max[R_{com}, R_{bend}, \max(R_{c,LT1} + R_{b,LT1}, R_{c,LT2} + R_{b,LT2})] = 0.206 < 1.000$ O.K

Shear Resistance

$V_{Edy}/V_{y,Rd} = 0.000 < 1.000$ O.K

$V_{Edz}/V_{z,Rd} = 0.001 < 1.000$ O.K

7.3.4. VERIFICA GIUNTI RETICOLARE

Si effettuano le verifiche dei giunti bullonati e saldati tra le aste della reticolare in acciaio, richiamando i nomi indicati nei disegni delle tavole allegate per una maggiore chiarezza.

VERIFICA GIUNTO MEZZERIA		VERIFICA BULLONI DETTAGLIO 5	
N_{Ed} (kN)	177.5	N_{Ed} (kN)	11.1
n° sup. res.	1	n° sup. res.	1
n° bulloni	8	n° bulloni	4
f_{tb} (MPa)	800	f_{tb} (MPa)	800
A_{res} M16 (mm ²)	157	A_{res} M16 (mm ²)	157
f_{tk} (MPa)	430	f_{tk} (MPa)	430
$F_{TAGLIO,ED,MAX}$ (kN)	22.2	$F_{TAGLIO,ED,MAX}$ (kN)	2.8
γ_{M2}	1.25	γ_{M2}	1.25
k	2.5	k	2.5
α	1	α	1
$\phi_{BULLONE}$ (mm)	16	$\phi_{BULLONE}$ (mm)	16
t piastra (mm)	10	t piastra (mm)	10
$F_{v,Rd}$ (kN) M16	60.288	$F_{v,Rd}$ (kN) M16	60.288
$F_{b,Rd}$ (kN) M16	137.6	$F_{b,Rd}$ (kN) M16	137.6

VERIFICA BULLONI DETTAGLI 1 e 4	
N_{Ed} (kN)	13.0
n° sup. res.	1
n° bulloni	4
f_{tb} (MPa)	800
A_{res} M16 (mm ²)	157
f_{tk} (MPa)	430
$F_{TAGLIO,ED,MAX}$ (kN)	3.3
γ_{M2}	1.25
k	2.5
α	1
$\phi_{BULLONE}$ (mm)	16
t piastra (mm)	10
$F_{v,Rd}$ (kN) M16	60.288
$F_{b,Rd}$ (kN) M16	137.6
VERIFICA SALDATURE DETTAGLI 1 e 4	
N_{Ed} (kN)	13.0
a (mm)	4.0
L_1 (mm)	100.0
L_2 (mm)	65.0
τ_{\perp} (Mpa)	25.0
$\tau_{//}$ (Mpa)	16.3

7.3.5. VERIFICA DEI PLINTI DI FONDAZIONE TIPO A

PIANTA FONDAZIONI

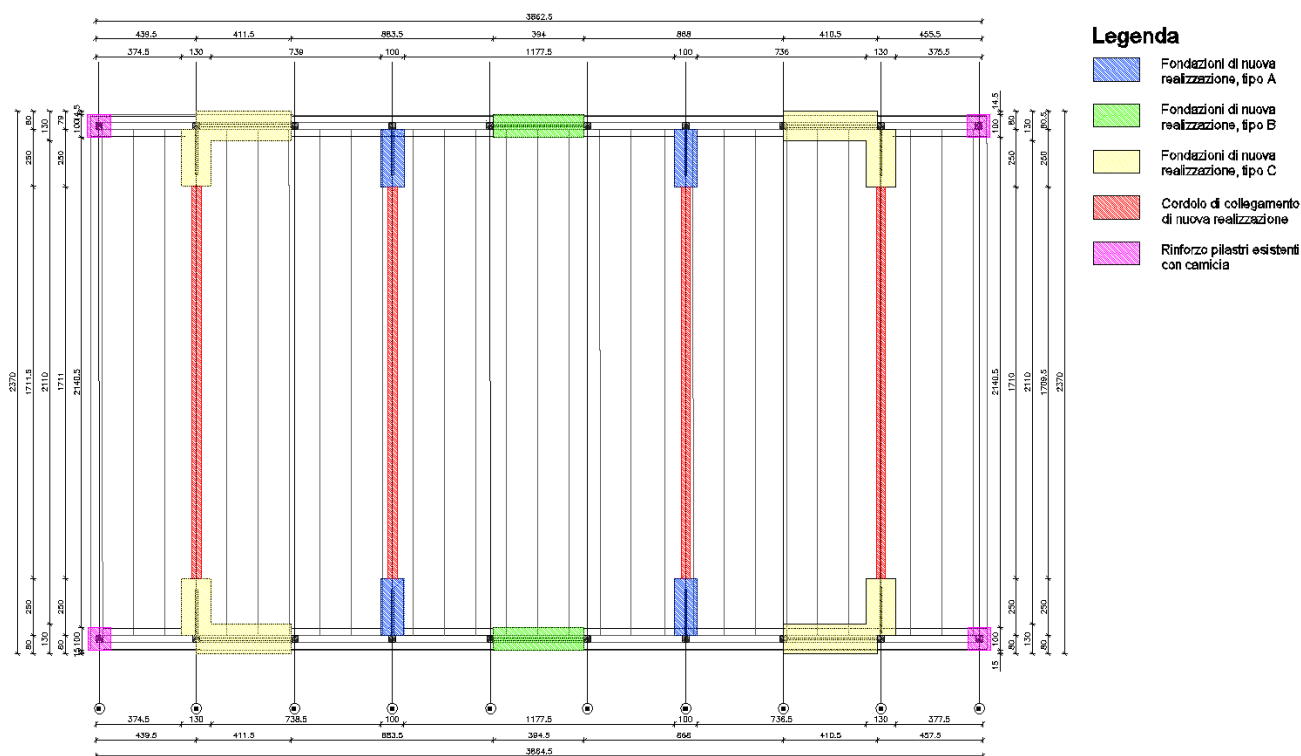


Figura 37: identificazione degli interventi su fondazioni/pilastri

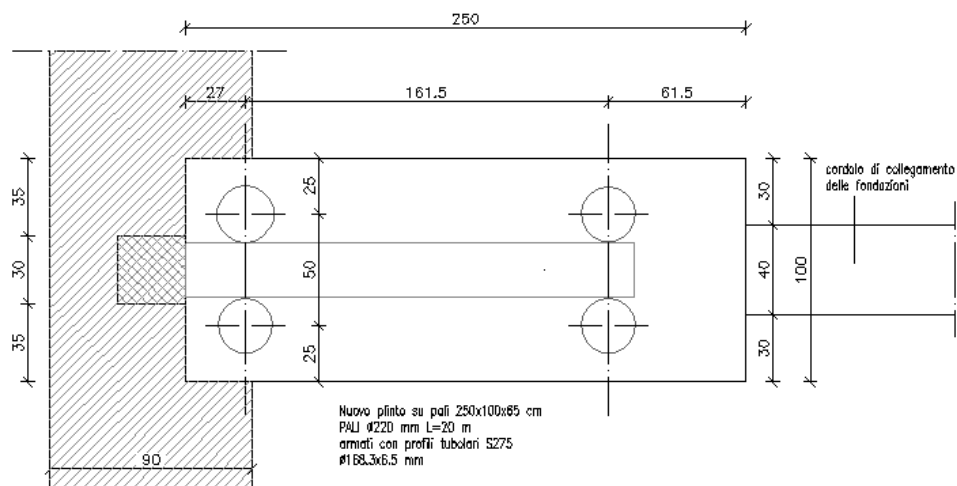
Il plinto di fondazione tipo A risulta sollecitato dall'azione trasmessa dai controventi tipo 2, ovvero i controventi disposti parallelamente al lato corto del fabbricato. Il plinto di fondazione deve pertanto garantire un'adeguata resistenza alle sollecitazioni direttamente trasmesse dal controvento e al contempo all'azione dovuta all'eccentricità dei pali di fondazione (disposti come illustrato in figura 37).

Le sollecitazioni del plinto risultano pertanto essere le seguenti:

$$M_{sd} = 652 \cdot 0.105 + 652 \cdot 0.05 \cdot 3.88 = 194.9 \text{ kNm}$$

$$V_{sd} = 652 \text{ kN}$$

Geometria plinto 250x100



Sezione

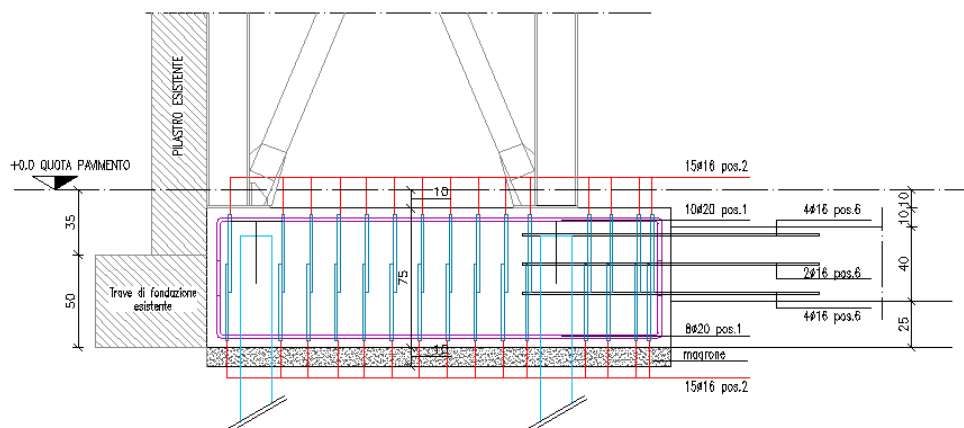
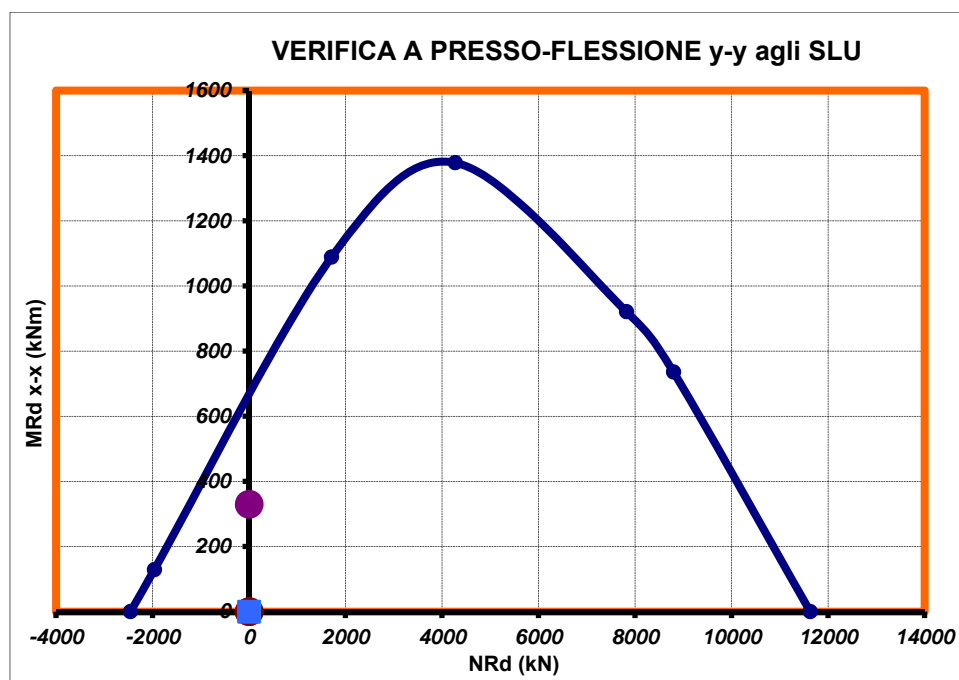
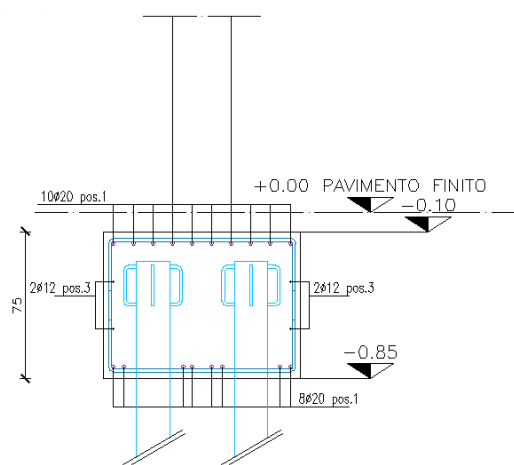


Figura 38: pianta e sezione plinto tipo A

Si riporta la verifica a pressoflessione e taglio del setto, svolto con l'ausilio di un foglio di calcolo per la verifica delle sezioni in c.a.:

CARATTERISTICHE DELLA SEZIONE			
Base		b (mm)	1000
Altezza		h (mm)	750
Staffe		ϕ_{st} (mm)	16
n° bracci		n° b	2
Area staffatura		A_{sw} (mm ²)	402,1
Passo staffe		s_{st} (mm)	150
Copriferro superiore		c' (mm)	40
Ø ferri compressi		ϕ' (mm)	20
n° ferri compressi		n'	10
d'		d' (mm)	66
Copriferro inferiore		c (mm)	40
Ø ferri tesi		ϕ (mm)	20
n° ferri tesi		n	8
d		d (mm)	684
Area ferro compresso		$A_{s'}$ (mm ²)	3142
Area ferro teso		A_s (mm ²)	2513
Classe calcestruzzo			C25/30
Resistenza di progetto		f_{cd} (MPa)	14,11
Modulo elastico		E_{CLS} (MPa)	31447
Classe acciaio			B450 C
Tensione snerv. di progetto		f_{yd} (MPa)	391,3
Modulo elastico		E_s (MPa)	206000
Momento resistente a flessione semplice			
Momento resistente y-y		M_{Rdy} (kNm)	638,36
Momento resistente x-x		M_{Rdx} (kNm)	219,61

Sezione



VERIFICA A TAGLIO agli SLU			
Elementi senza armatura trasversale			
% armatura longitudinale	ρ	0,0037	
Tensione media di compressione			
in codizione non sismica	σ_{cp} (N/mm ²)	0,00	
Tensione media di compressione			
in condizione sismica	σ_{cp} (N/mm ²)	0,00	
Resistenza a taglio in condizione non sismica			
	$V_{Rd,x}$ (kN)	264,50	
Verifica	$V_{Rd,x} > V_{Sd,x}$	Non soddisfatta armare a taglio	
Resistenza a taglio in condizione sismica			
	$V_{Rd,x}$ (kN)	264,50	
Verifica	$V_{Rd,x} > V_{Sd,x}$	Non soddisfatta armare a taglio	
Verifica armatura longitudinale			
Area ferro teso	A_s (mm ²)	2513	
Forza resistente a trazione	$A_s f_{yd}$ (kN)	983	
$A_s f_{yd} > \max(V_{Sd}, V_{Ed})$		Soddisfatta	
Elementi con armatura trasversale - Taglio x-x			
Ferri piegati			
n°	0	ϕ (mm)	14
passo (cm)	15	α (°)	45
Afp(cm²/passso)	0,00	Afp(cm²/m)	0,00
Staffe			
Ast(cm²/passso)	4,02	Ast(cm²/m)	26,81
Ast,min(cm²/m)	11,03		
α_c	1	f'cd	7,06
cotg θ (calcolo)	2,39	θ (°)	22,7
cotg θ (assunto)	2,39	θ (°)	22,7
V_{Rsd} (kN)	1545,19	V_{Rcd} (kN)	1545,19
		V_{Rdu} (kN)	1545,19
Resistenza a taglio in condizione non sismica			
Verifica	$V_{Rd,x} > V_{Sd,x}$	Soddisfatta	
Resistenza a taglio in condizione sismica			
Verifica	$V_{Rd,x} > V_{Ed,x}$	Soddisfatta	

SOLLECITAZIONI NON SISMICHE			
V_{Sdx} (kN)	652,0		
SOLLECITAZIONI SISMICHE			
V_{Edx} (kN)	652,0		

7.3.6. VERIFICA DEI PLINTI DI FONDAZIONE TIPO B

Analogamente a quanto svolto per la verifica del plinto tipo A, si procede ora alla verifica del plinto tipo B, precisando che il plinto di fondazione tipo B risulta sollecitato dall'azione trasmessa dai controventi tipo 1, ovvero i controventi disposti parallelamente al lato lungo del fabbricato.

Le sollecitazioni del plinto tipo B risultano le seguenti:

$$M_{sd} = 365 \cdot 0.105 + 365 \cdot 0.05 \cdot 3.88 = 60.5 \text{ kNm}$$

$$V_{sd} = 365 \text{ kN}$$

Geometria plinto 396x100

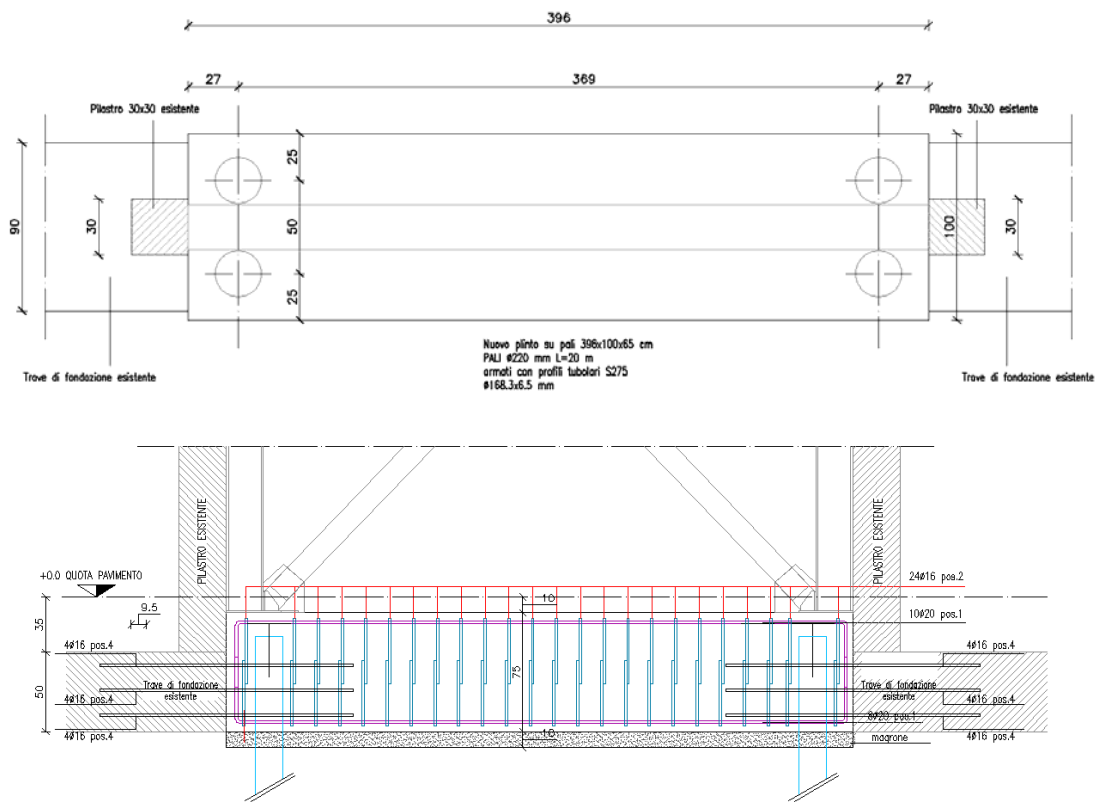
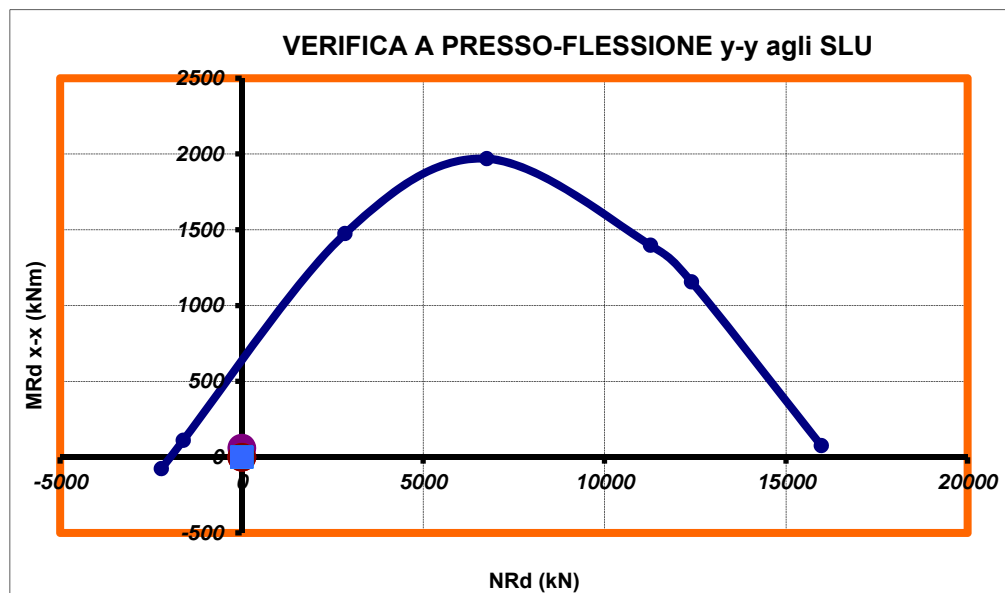
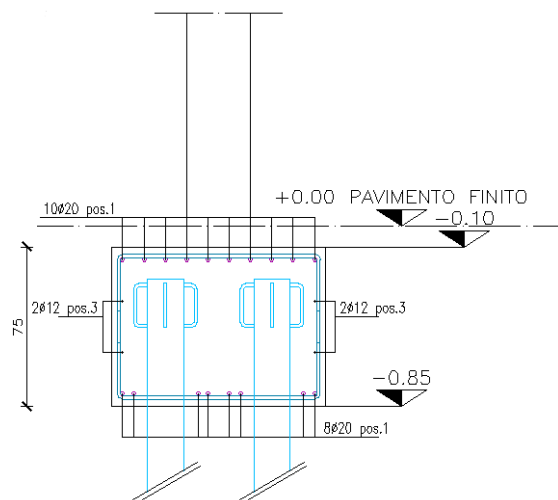


Figura 39: pianta e sezione plinto tipo B



CARATTERISTICHE DELLA SEZIONE			
Base		b (mm)	1000
Altezza		h (mm)	750
Staffe		ϕ_{st} (mm)	16
n° bracci		n° b	2
Area staffatura		A_{sw} (mm ²)	402,1
Passo staffe		s_{st} (mm)	150
Copriferro superiore		c' (mm)	40
Ø ferri compressi		ϕ' (mm)	20
n° ferri compressi		n'	10
d'		d' (mm)	66
Copriferro inferiore		c (mm)	40
Ø ferri tesi		ϕ (mm)	20
n° ferri tesi		n	8
d		d (mm)	684
Area ferro compresso		A_s' (mm ²)	3142
Area ferro teso		A_s (mm ²)	2513
Classe calcestruzzo			C25/30
Resistenza di progetto		f_{cd} (MPa)	14,11
Modulo elastico		E_{CLS} (MPa)	31447
Classe acciaio			B450 C
Tensione snerv. di progetto		f_{yd} (MPa)	391,3
Modulo elastico		E_s (MPa)	206000
Momento resistente a flessione semplice			
Momento resistente y-y	M_{Rdy} (kNm)		638,36
Momento resistente x-x	M_{Rdx} (kNm)		219,61

Sezione



VERIFICA A TAGLIO agli SLU			
Elementi senza armatura trasversale			
% armatura longitudinale	ρ	0,0037	
Tensione media di compressione			
in codizione non sismica	σ_{cp} (N/mm ²)	0,00	
Tensione media di compressione			
in condizione sismica	σ_{cp} (N/mm ²)	0,00	
Resistenza a taglio in condizione non sismica			
	$V_{Rd,x}$ (kN)	264,50	
Verifica	$V_{Rd,x} > V_{Sd,x}$	Non soddisfatta armare a taglio	
Resistenza a taglio in condizione sismica			
	$V_{Rd,x}$ (kN)	264,50	
Verifica	$V_{Rd,x} > V_{Sd,x}$	Non soddisfatta armare a taglio	
Verifica armatura longitudinale			
Area ferro teso	A_s (mm ²)	2513	
Forza resistente a trazione	$A_s f_{yd}$ (kN)	983	
$A_s f_{yd} > \max(V_{Sd}, V_{Ed})$		Soddisfatta	

SOLLECITAZIONI non SISMICHE	
V_{Sdx} (kN)	365,0

SOLLECITAZIONI SISMICHE	
V_{Edx} (kN)	365,0

Elementi con armatura trasversale - Taglio x-x			
Ferri piegati			
n°	0	ϕ (mm)	14
passo (cm)	15	α (°)	45
Afp(cm²/passso)	0,00	Afp(cm²/m)	0,00
Staffe			
Ast(cm²/passso)	4,02	Ast(cm²/m)	26,81
Ast,min(cm²/m)	11,03		
α_c	1	f'cd	7,06
cotg θ (calcolo)	2,39	θ (°)	22,7
cotg θ (assunto)	2,39	θ (°)	22,7
V_{Rsd} (kN)	1545,19	V_{Rcd} (kN)	1545,19
		V_{Rdu} (kN)	1545,19
Resistenza a taglio in condizione non sismica			
Verifica	$V_{Rd,x} > V_{Sd,x}$	Soddisfatta	
Resistenza a taglio in condizione sismica			
Verifica	$V_{Rd,x} > V_{Ed,x}$	Soddisfatta	

7.3.7. VERIFICA DEI PLINTI DI FONDAZIONE TIPO C

Analogamente a quanto svolto per la verifica dei plinto tipo A e B, si procede ora alla verifica del plinto tipo C, essendo quest'ultimo un unico plinto su cui scaricano sia un controvento tipo 1 sia un controvento tipo 2. Tale plinto presenta pertanto molte similarità ai due plinti già analizzati e si discosta sostanzialmente per la sola larghezza di base che per motivi realizzativi è stata posta a 1,30m anziché 1,00m.

Le sollecitazioni del plinto tipo B risultano le seguenti:

$$M_{sd1} = 365 \cdot 0.105 + 365 \cdot 0.05 \cdot 3.88 = 60.5 \text{ kNm}$$

$$M_{sd2} = 652 \cdot 0.105 + 652 \cdot 0.05 \cdot 3.88 = 194.9 \text{ kNm}$$

$$V_{sd1} = 365 \text{ kN}$$

$$V_{sd2} = 652 \text{ kN}$$

CARATTERISTICHE DELLA SEZIONE			
Base	b (mm)	1300	
Altezza	h (mm)	750	
Staffe	ϕ_{st} (mm)	16	
n° bracci	n° b	2	
Area staffatura	A_{sw} (mm ²)	402,1	
Passo staffe	s_{st} (mm)	150	
Copriferro superiore	c' (mm)	40	
Ø ferri compressi	ϕ' (mm)	20	
n° ferri compressi	n'	10	
d'	d' (mm)	66	
Copriferro inferiore	c (mm)	40	
Ø ferri tesi	ϕ (mm)	20	
n° ferri tesi	n	8	
d	d (mm)	684	
Area ferro compresso	A_s' (mm ²)	3142	
Area ferro teso	A_s (mm ²)	2513	
Classe calcestruzzo		C25/30	
Resistenza di progetto	f_{cd} (MPa)	14,11	
Modulo elastico	E_{CLS} (MPa)	31447	
Classe acciaio		B450 C	
Tensione snerv. di progetto	f_{yd} (MPa)	391,3	
Modulo elastico	E_s (MPa)	206000	
Momento resistente a flessione semplice			
Momento resistente y-y	M_{Rdy} (kNm)	646,24	
Momento resistente x-x	M_{Rdx} (kNm)	289,75	

Geometria fondazione C

Scala 1:20

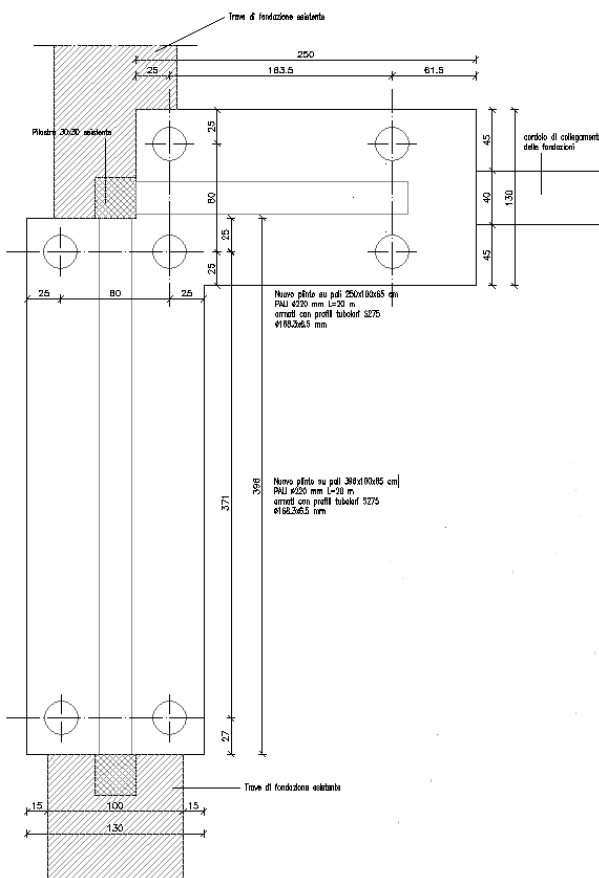
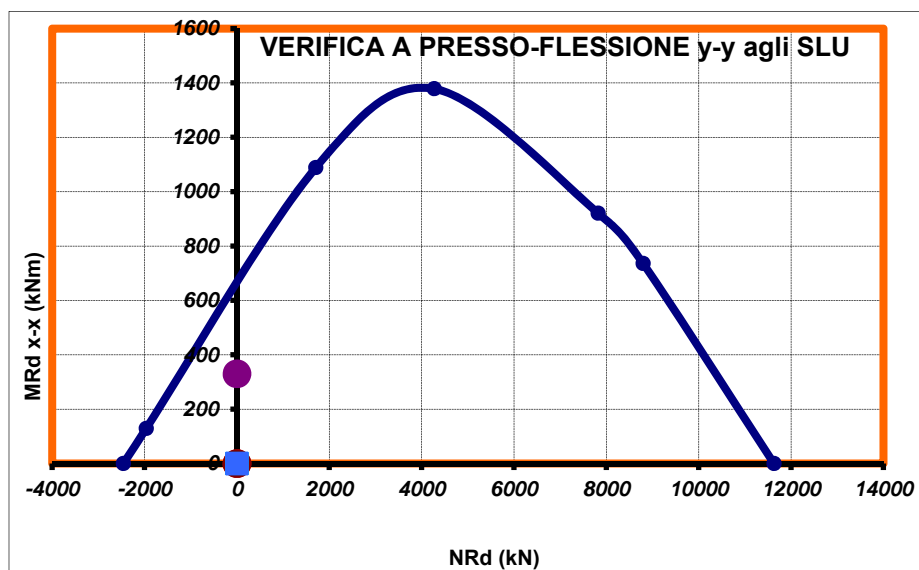
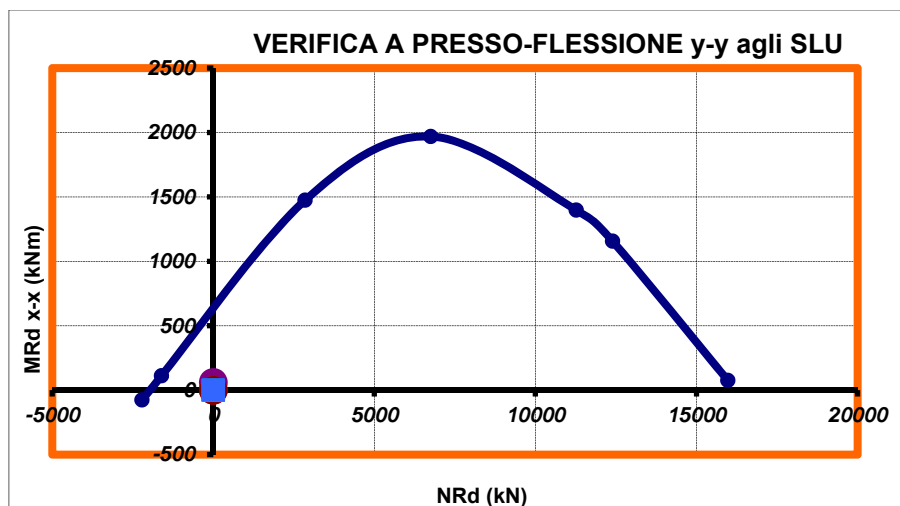


Figura40: pianta e sezione plinto tipo C





VERIFICA A TAGLIO agli SLU				SOLLECITAZIONI NON SISMICHE	
Elementi senza armatura trasversale				V_{Sdx} (kN)	365,0
% armatura longitudinale	ρ		0,0037		
Tensione media di compressione				SOLLECITAZIONI SISMICHE	
in condizione non sismica	σ_{cp} (N/mm ²)		0,00	V_{Edx} (kN)	365,0
Tensione media di compressione					
in condizione sismica	σ_{cp} (N/mm ²)		0,00		
<i>Resistenza a taglio in condizione non sismica</i>					
		$V_{Rd,x}$ (kN)	264,50		
Verifica	$V_{Rd,x} > V_{Sd,x}$		Non soddisfatta armare a taglio		
<i>Resistenza a taglio in condizione sismica</i>					
		$V_{Rd,x}$ (kN)	264,50		
Verifica	$V_{Rd,x} > V_{Sd,x}$		Non soddisfatta armare a taglio		
<i>Verifica armatura longitudinale</i>					
Area ferro teso	A_s (mm ²)		2513		
Forza resistente a trazione	$A_s f_{yd}$ (kN)		983		
	$A_s f_{yd} > \max(V_{Sd}, V_{Ed})$		Soddisfatta		
Elementi con armatura trasversale - Taglio x-x					
Ferri piegati					
n°	0	ϕ (mm)	14		
passo (cm)	15	α (°)	45		
A_{fp} (cm ² /passo)	0,00	A_{fp} (cm ² /m)	0,00		
Staffe					
A_{st} (cm ² /passo)	4,02	A_{st} (cm ² /m)	26,81		
$A_{st,min}$ (cm ² /m)	11,03				
α_c	1	f'_{cd}	7,06		
$\cot\theta$ (calcolo)	2,39	θ (°)	22,7		
$\cot\theta$ (assunto)	2,39	θ (°)	22,7		
V_{Rsd} (kN)	1545,19	V_{Rcd} (kN)	1545,19		
		V_{Rdu} (kN)	1545,19		
<i>Resistenza a taglio in condizione non sismica</i>					
Verifica	$V_{Rd,x} > V_{Sd,x}$		Soddisfatta		
<i>Resistenza a taglio in condizione sismica</i>					
Verifica	$V_{Rd,x} > V_{Ed,x}$		Soddisfatta		

VERIFICA A TAGLIO agli SLU			
Elementi senza armatura trasversale			
% armatura longitudinale	ρ	0,0037	
Tensione media di compressione			
in codizione non sismica	σ_{cp} (N/mm ²)	0,00	
Tensione media di compressione			
in condizione sismica	σ_{cp} (N/mm ²)	0,00	
Resistenza a taglio in condizione non sismica			
	$V_{Rd,x}$ (kN)	264,50	
Verifica	$V_{Rd,x} > V_{Sd,x}$	Non soddisfatta armare a taglio	
Resistenza a taglio in condizione sismica			
	$V_{Rd,x}$ (kN)	264,50	
Verifica	$V_{Rd,x} > V_{Sd,x}$	Non soddisfatta armare a taglio	
Verifica armatura longitudinale			
Area ferro teso	A_s (mm ²)	2513	
Forza resistente a trazione	$A_s f_{yd}$ (kN)	983	
$A_s f_{yd} > \max(V_{Sd}, V_{Ed})$		Soddisfatta	

SOLLECITAZIONI non SISMICHE			
V_{Sdx} (kN)	652,0		

SOLLECITAZIONI SISMICHE			
V_{Edx} (kN)	652,0		

Elementi con armatura trasversale - Taglio x-x			
Ferri piegati			
n°	0	ϕ (mm)	14
passo (cm)	15	α (°)	45
A_{fp} (cm ² /passo)	0,00	A_{fp} (cm ² /m)	0,00
Staffe			
A_{st} (cm ² /passo)	4,02	A_{st} (cm ² /m)	26,81
$A_{st,min}$ (cm ² /m)	11,03		
α_c	1	f'_{cd}	7,06
$\cot\theta$ (calcolo)	2,39	θ (°)	22,7
$\cot\theta$ (assunto)	2,39	θ (°)	22,7
V_{Rsd} (kN)	1545,19	V_{Rcd} (kN)	1545,19
		V_{Rdu} (kN)	1545,19
Resistenza a taglio in condizione non sismica			
Verifica	$V_{Rd,x} > V_{Sd,x}$	Soddisfatta	
Resistenza a taglio in condizione sismica			
Verifica	$V_{Rd,x} > V_{Ed,x}$	Soddisfatta	

7.3.8. VERIFICA DEI PALI DI FONDAZIONE

I micropali di fondazione progettati presentano un diametro reso di 0.22 m, con lunghezza pari a 22 m e armati con profili tubolari S275 Φ 168.3x6.5 mm. Ciascun plinto di fondazione poggia su 4 micropali.

Si riporta di seguito la verifica effettuato sul singolo palo e anche sul gruppo di pali, tenendo in conto la riduzione della resistenza globale dovuta all'effetto gruppo (vicinanza tra i successivi micropali). La verifica è relativa al caso più gravoso tra quelli presenti, pertanto si considerano verificati anche i casi restanti:

DATI DI INGRESSO

D	diametro del palo	0.22	[m]	FS	coeff. sicurezza	2.30	[-]
L	lunghezza massima di calcolo	20.00	[m]				
z _w	profondità della falda dal p.c.	1.50	[m]	NOTA			
f _{cd}	resistenza di calcolo del c.l.s.	14.17	[Mpa]	Devono essere compilati tutti i campi in azzurro			

NOTA: è sempre necessario inserire uno strato avente profondità uguale alla falda

n° strato	tipo terreno	ΔH_I [m]	H_I [m]	γ_n [kN/m³]	γ' [kN/m³]	N_{SPT} [-]	ϕ [°]	K [-]	c_u [kPa]	α [-]	c_o [kPa]
1	A	1.50	1.50	18.00	18.00		20.00	0.50	0.00	0.00	0.00
2	B	3.50	5.00	20.00	10.00		30.00	0.50	0.00	0.00	0.00
3	C	7.00	12.00	20.00	10.00		30.00	0.50	0.00	0.00	0.00
4	D	3.00	15.00	20.00	10.00		30.00	0.50	0.00	0.00	0.00
5	E	5.00	20.00	20.00	10.00		30.00	0.50	0.00	0.00	0.00

LEGENDA

ΔH_I	spessore dello strato
H_I	profondità dello strato dal p.c.
γ_n	peso specifico del terreno naturale
γ'	peso specifico efficace
N_{SPT}	Numero colpi al piede (solo granula)
ϕ	angolo di attrito (solo granulari)
K	rapporto tra c_u/α
c_u	coesione non drenata (solo coesivi)
c_o	adesione (solo coesivi)

Congruenza dei dati

Congruenza sulla lunghezza: OK
Congruenza sulla stratigrafia: OK

PORTATA ALLA BASE - protocollo di Berenzantzev

n° strato	tipo terreno	ΔH_I [m]	H_I [m]	γ_n [kN/m³]	γ' [kN/m³]	N_{SPT} [-]	ϕ [°]	K [-]	c_u [kPa]	α [-]	c_o [kPa]
5		5.00	20.00	20.00	10.00	0.00	30.00	0.50	0.00	0.00	0.00

A_b	Area della base del palo	0.04	[m²]	ϕ	26	30	34	37	40
σ_{vL}	Pressione geostatica di base	212	[kPa]	B_k	20.00	33.00	63.00	104.00	184.00
$N_{q=0.5B_k}$	Coeff. di pressione geostatica	8							
c	Coesione alla base	0.00	[kPa]	H/D	26	30	34	37	40
N_c	Coeff. di coesione	9		5.00	0.75	0.77	0.81	0.83	0.85
				10.00	0.62	0.67	0.73	0.76	0.79
				15.00	0.55	0.61	0.68	0.73	0.77
				20.00	0.49	0.57	0.65	0.71	0.75
				25.00	0.44	0.53	0.63	0.70	0.74

$Q_{b,lim}$	Portata limite di base	64.47	[kN]
$Q_{b,amm}$	Portata amm. di base	28.03	[kN]

Tabella per il calcolo di B_k

Tabella per il calcolo di u

PORTATA LATERALE - protocollo di Viggiani

		$\sigma_{v,i}$	$\sigma_{v,i+1}$	$\sigma_{v,med}$	$\sigma_{h,med}$		C_a		s		$s = C_a + \sigma_{h,med} \tan \phi$
$\sigma_{h,1}$	tensione laterale strato 1°	0	27	13,5	6,75	[kPa]	0,00	0,3463162	2,46	31,683199	
$\sigma_{h,2}$	tensione laterale strato 2°	27	62	44,5	22,25	[kPa]	0,00	0,5623295	12,85	44,96115	
$\sigma_{h,3}$	tensione laterale strato 3°	62	132	97	48,5	[kPa]	0,00	0,5623295	28,00	196,0104	
$\sigma_{h,4}$	tensione laterale strato 4°	132	162	147	73,5	[kPa]	0,00	0,5623295	42,44	177,2067	
$\sigma_{h,5}$	tensione laterale strato 5°	162	212	187	93,5	[kPa]	0,00	0,5623295	53,98	269,9113	
$\sigma_{h,6}$	tensione laterale strato 6°	0	0	0	0	[kPa]	0,00		0,00	0	
$\sigma_{h,7}$	tensione laterale strato 7°	0	0	0	0	[kPa]	0,00		0,00	0	
$\sigma_{h,8}$	tensione laterale strato 8°	0	0	0	0	[kPa]	0,00		0,00	0	
$\sigma_{h,9}$	tensione laterale strato 9°	0	0	0	0	[kPa]	0,00		0,00	0	

Q_{lim}	Portata limite laterale	443.63	[kN]	Peso proprio palo	19.01	[kN]	<input checked="" type="radio"/>	tenere in conto nel calcolo della portata
$Q_{l,amm}$	Portata amm. laterale	192.88	[kN]				<input type="radio"/>	non tenere in conto nel calcolo della portata

PORTATA TOTALE LIMITE	489	[kN]
PORTATA TOTALE AMMISSIBILE	213	[kN]

EFFETTO DI GRUPPO SULLE PORTATE - protocollo di Converse Labarre

m	numero di file di pali	1	
n	numero di pali per fila	2	
i	interasse fra i pali	0.5	[m]
E	fattore di efficienza	0.87	
N	numero pali totali	2	

PORTATA TOTALE LIMITE DI GRUPPO	849	[kN]
PORTATA TOTALE AMM. DI GRUPPO	369	[kN]

Armatura palo di fondazione

Il palo di fondazione è armato con tubo $\Phi 168.3/6.5$ di acciaio da carpenteria classe S275.

Si riporta di seguito la verifica condotta sul micropalo; tali elementi risultano sollecitati al taglio sollecitante la base del controvento, che distribuisce l'azione in maniera uniforme sul sistema di pali, ed all'azione di trazione/compressione generata da momento flettente.

Il taglio sollecitante il sistema di pali viene calcolato amplificando l'azione alla base del controvento del coefficiente di sovrarresistenza $\gamma_{Rd}=1.1$. Nel caso più gravoso, oggetto di questa analisi, le azioni agenti sono:

$$V_{Sd,amplificato} = \gamma_{Rd} V_{Sd} = 1.1 \times 157.5 = 173.3 \text{ kN}$$

Il taglio agente su ciascun palo risulta quindi:

$$V_{Sd,palo} = V_{Sd} / 4 = 43 \text{ kN}$$

Inoltre si ha:

$$N_{Sd,palo} = 0 \text{ kN}$$

$$M_{Sd,palo} = 68.3/2 = 34.2 \text{ kNm}$$

Si riporta di seguito la verifica condotta:

2. VERIFICHE DI RESISTENZA							
2.1. RESISTENZA PLASTICA DI PROGETTO							
$N_{pl,Rd} =$	$A \cdot f_y / \gamma_{M0}$	$=$	1115.7	kN	$>$	N_{Ed}	VERIFICATO
2.2. RESISTENZA A TAGLIO PLASTICA DI PROGETTO							
$A_v =$	$2A/\pi$	$=$	16.5	cm ²	Area resistente a taglio		
$V_{pl,Rd} =$	$A_v \cdot (f_y / \sqrt{3}) / \gamma_{M0}$	$=$	321.9	kN	$>$	V_{Ed}	VERIFICATO
2.3. MOMENTO RESISTENTE DI PROGETTO							
$M_{c,Rd} =$	$W_{pl} \cdot f_y / \gamma_{M0}$	$=$	43.6	kNm	$>$	M_{Ed}	VERIFICATO

7.4. VERIFICA AL FUOCO DELLE STRUTTURE

Il fabbricato oggetto della presente prevede attività non soggette a prevenzione incendi, e pertanto non si prescrive nessuna resistenza al fuoco delle strutture.

7.5. VULNERABILITÀ SISMICA

7.5.1. PRE INTERVENTO

L'edificio nella sua configurazione originale presentava le seguenti criticità principali dal punto di vista dinamico:

- Presenza di pilastri con schema statico a mensola, che quindi in fase sismica risulta sollecitato come un pendolo inverso;
- I pilastri non risultano dimensionati nei confronti delle azioni orizzontali e quindi non risultano sufficientemente resistenti;
- Assenza di collegamento tra i pilastri nella direzione trasversale il fabbricato;
- Assenza di elementi resistenti a eventuali azioni sismiche nella direzione trasversale il fabbricato
- Inadeguatezza degli elementi resistenti lungo la direzione principale del fabbricato nel caso di azioni sismiche;

E' stata condotta una verifica dell'edificio esistente con fattore di struttura q , in conformità con il D.M. 14-01-08 (N.T.C.) § C8.7.2.4.

L'analisi ha portato a valutare inadeguata la struttura in merito alla risposta strutturale per un eventuale azione sismica.

7.5.2. POST-INTERVENTO

I nuovi elementi in acciaio ,quali i controventi nelle due direzioni e le travi reticolari permettono ora di scaricare le sollecitazioni sismiche al suolo attraverso le nuove strutture di fondazione. Come evidenziato dalla presente relazione di calcolo, nella quale si è proceduto alla verifica degli elementi di nuova realizzazione e di quelli esistenti secondo le azioni previste dalla normativa vigente DM 14/01/2008, il fabbricato risulta adeguato nei confronti delle azioni sismiche sollecitanti e presenta pertanto un indice di vulnerabilità maggiore o uguale a 1.

Il progettista
Ing. Giustino Moro

