

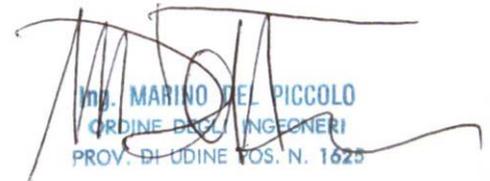


INTERVENTI DI VALORIZZAZIONE E MUSEALIZZAZIONE DEL FONDO COSSAR
PROGETTO ESECUTIVO - PRIMO STRALCIO

4.1 RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE

LE OPERE STRUTTURALI

Gruppo di progettazione: Eugenio Vassallo (capogruppo), Pierluigi Grandinetti (coordinamento), Sandro Pittini, Massimiliano Valle, Marino Del Piccolo, Daniele Mucin (sicurezza), Dario Cazzaro, Piera Puntel. Consulenti: Michela Cafazzo (aspetti storico-architettonici), Alberto Candolini (vegetazione), Maurizia De Min (archeologia), Sara Di Resta (interventi di conservazione), Stefano Massarino (impianti elettrici), Federico Mondini (impianti termoidraulici), Massimo Valent (geologia). Collaboratori: Stefano Arnoldo, Michela Bosco, Martha Cantù Toscano, Pierpaolo Cedaro, Alice Contardo, Giorgio Danesi, Andrea Marchioli.



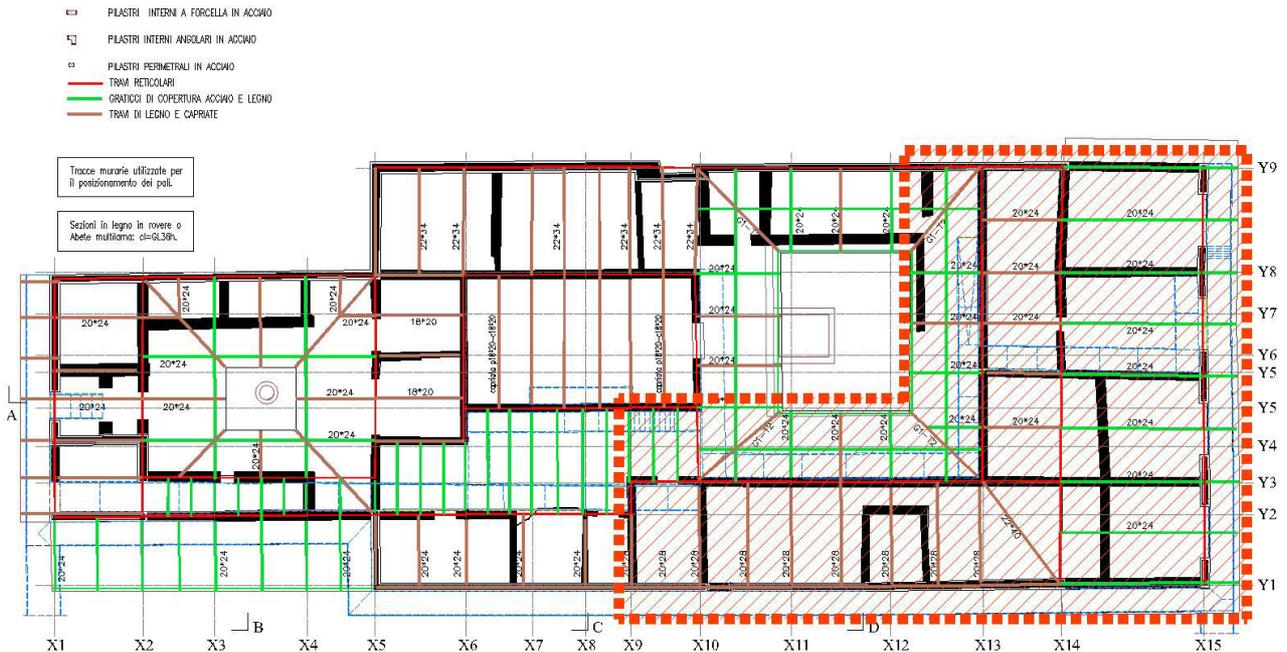
INDICE ANALITICO

PREMESSA.....	2
II. PARAMETRI SISMICI.....	5
III . RELAZIONE ILLUSTRATIVA SUI MATERIALI IMPIEGATI.....	6
IV. RELAZIONE SULLE FONDAZIONI E GEOTECNICA.....	7
V - RELAZIONE DI CALCOLO.....	15
1-PROGETTO.....	15
1.1. LO STATO DI FATTO: LE CONFIGURAZIONI E I MATERIALI.....	16
1.2. LE TIPOLOGIE COSTRUTTIVE E GLI SCHEMI STRUTTURALI.....	17
1.3. LE FONDAZIONI INDIRETTE SU MICROPALI.....	19
I MODELLI DI CALCOLO E LE PROVE PRELIMINARI E CONCLUSIONI SULLE ANALISI EFFETTUATE.....	21
2-ANALISI DEI CARICHI.....	23
3-PARAMETRI DI CALCOLO.....	25
4.- CALCOLI STRUTTURALI - COPERTURE.....	26
5-PASSERELLE METALLICHE E PARAPETTO.....	76
VERIFICA PARAPETTI.....	87
PIANI DI CALPESTIO.....	88
VETRO STRATIFICATO 10+10+10.....	88
VERIFICA TAVOLATO.....	92
6 - VERIFICHE SISMICHE.....	94
6.1 COMPARAZIONE TRA AZIONI DEL VENTO E SIMICHE.....	94
6.2 MODELLI FEM PER L'ANALISI STRUTTURALE.....	94
TIPO DI MODELLAZIONE.....	95
6.3.- ANALISI DINAMICA.....	96
6.4.- CALCOLO MANUALE AZIONI SISMICHE STATICHE.....	99
6.6.- MODELLI S3-S4.....	114
6.7.- ANALISI DI BUCKLING DEL MODELLO S1.....	118
VERIFICHE DI INSTABILITA' PER LE TIPOLOGIE DI SEZIONE.....	121
SEZIONE TIPO 1.....	121
SEZIONE TIPO 2.....	122
6.8.-MODELLO S5.....	123
6.9.- MODELLO S0.....	129
SI RIPORTANO LE VERIFICHE DEL MODELLO CONSIDERANDO TUTTI GLI ELEMENTI CON CONTINUITÀ FLESSIONALE, SENZA CONTROVENTI DI PARETE, SENZA CALASTRELLI E SENZA MURI DI BASE.....	129
6.10- STRUTTURE DI FONDAZIONE- PALI.....	130
MODELLO STATICO GLOBALE S1.....	130
VERIFICHE SPINTE LATERALI PALI.....	137
6.11.- VERIFICHE SUI MURETTI DI BASE.....	146
7. CONCLUSIONI ANALISI SISMICHE.....	158
8. RAMPA PERCORSO ESTERNO.....	159
RIFERIMENTI NORMATIVI E BIBLIOGRAFICI.....	168
PIANO DI MANUTENZIONE DELLE STRUTTURE.....	169

PREMESSA

La presente relazione è relativa agli “Interventi di Valorizzazione e Musealizzazione del Fondo Cossar ad Aquileia” –primo stralcio.

Il progetto generale comprende le opere strutturali relative alla copertura dell’area archeologica della “Domus di Tito Macro” (detta già "della Pesca"). Il primo stralcio riguarda la copertura della parte orientale. La parte restante sarà oggetto di una realizzazione successiva o consecutiva. Il progetto generale riguarda anche la ricomposizione volumetrica del “torrione e delle mura repubblicane” assunte come architetture verdi e l’intervento di riuso e ampliamento della Stalla Violin, interventi rinviati in una fase successiva del progetto.



Pianta del progetto globale della copertura area archeologica della Domus di Tito Macro .In rosso è indicato il Primo Stralcio oggetto della presente relazione.

La soluzione individuata, per copertura degli scavi archeologici, prevede una struttura verticale formata da pilastri in acciaio verniciato, costituita da due profili “UPN” accoppiati (i due “fogli” murari antichi), collocati alla distanza dello spessore murario sui due paramenti opposti della muratura. Alla base, in corrispondenza dell’interfaccia con la sottostante murature esistenti (o parzialmente ricostruita come da progetto), i due profili accoppiati vengono collegati - con schema a “forcella” - a un profilo singolo centrale, tubiforme. Tale elemento costituisce, per ogni pilastro, la struttura passante nella muratura, attraverso fori eseguiti a rotazione in corrispondenza del centro della muratura (tra i due “fogli murari”), e anche, in definitiva, la fondazione indiretta, il **micropalo** (d=168mm sp16mm) che dovrà assicurare la stabilità della struttura trasferendo i carichi nel terreno sottostante, più consistente, fino a profondità di circa 15 m. I pilastri vengono collocati in pianta tenendo conto dell’articolazione dei muri e delle strutture principali delle coperture, al fine di formare una maglia abbastanza regolare con interasse da 5,0 a 7,0 metri lungo gli assi murari.

Il "sistema Domus" prevede la possibilità di inserire sui pilastri, a livello della forcella di base, un sistema di **passerelle pedonali** a sbalzo. La struttura delle passerelle è in acciaio, costituita dalle

mensole in corrispondenza dei pilastri e da profili longitudinali perimetrali. Tali profili assicurano un effetto positivo di incatenamento e ripartizione alla base dei pilastri, a guisa di cordolo. Analoghi sistemi di collegamento tra i pilastri sono previsti in corrispondenza delle “pareti” tamponate o controventate.

La resistenza alle azioni orizzontali, sismiche ed eoliche viene affidata in parte ai pilastri ed in parte a elementi diagonali incrociati di **controventamento** in corrispondenza di quinte di tamponamento e/o divisori di progetto.

Il sistema delle coperture comprende un'articolazione di falde tendenzialmente a pendenza costante, disaccoppiate semplici o a colmo aperto, tra cui due organizzate a compluvio, e altre accoppiate a due falde.

Le strutture di copertura sono in legno a capriata e semicapriata a sbalzo con arcarecci e manto in embrici di laterizio alla romana. Tra le capriate e i pilastri, il collegamento, l'articolazione e la ripartizione sono assicurate da un sistema reticolare in acciaio e legno, con diagonali incrociati.

I due compluvi, a patio, sono dotati di struttura a graticcio con elementi in acciaio-legno, al fine di ridurre l'effetto a sbalzo della relativa copertura. Il presente stralcio comunque comprende solo una porzione di uno dei due compluvi a patio, quello a Est, ed essendo parziale non può sviluppare l'effetto tridimensionale del graticcio complessivo. Anche per tale motivo anche i puntoni e le catene delle capriate, quasi sempre interessate dall'effetto sbalzo del compluvio, sono state realizzati in struttura mista legno acciaio. La struttura ricorrente è quindi costituita da un'anima in acciaio a T saldata, e da due travi di legno bilama di larice, sagomate, accoppiate e fissate tra loro e con il profilo a T per mezzo di viti da legno. Tra legno e Acciaio si è previsto anche un incollaggio di tipo poliuretano che consente la collaborazione e la compatibilità deformativa e termoigrometrica tra i due materiali, evitando la formazione di condensa. Gli elementi interni in acciaio assicurano l'efficacia dell'appoggio e dell'ancoraggio a trazione (utile anche per la presenza appunto di sbalzi), evitando concentrazioni di collegamenti, il legno garantisce una maggiore resistenza a flessione e coefficiente di stabilità dell'equilibrio.

La struttura principale della domus è quindi costituita da queste capriate e travi reticolari modulari con tiranti diagonali incrociati, appoggiate su pilastri accoppiati in acciaio collegati alla base ciascuno ad un palo in acciaio che passa attraverso la muratura esistente e penetra nel terreno per 15 m sviluppando la capacità portante verticale (in profondità) e orizzontale (nei primi 3-5 m). Le coperture sono state dotate di controventi di piano incrociati.

La struttura di progetto descritta non è dunque di tipo tradizionale, anche se presenta soluzioni in parte già realizzate in altri casi simili, comunque viene cautelativamente verificata e preceduta da una serie di prove sperimentali su modelli in scala reale, eseguite in sito.

Tali prove riguardano:

- la capacità portante verticale dei pali,
- la capacità portante orizzontale dei pali e la deformabilità dell'incastro alla base del pilastro in corrispondenza del collegamento con il palo.
- la deformabilità e la resistenza flessionale del pilastro tipo e del sistema palo, pilastro accoppiato, copertura a sbalzo in legno e in legno acciaio.

Nel progetto, sulla base del tipo di terreno descritto nella relazione geologica e dei materiali adottati sono state effettuate le analisi degli schemi strutturali e le verifiche delle strutture del sistema descritto senza considerare l'interazione con i muretti esistenti alla base (che saranno isolati con giunto deformabile), senza la presenza di calastrelli tra i pilastri, senza la presenza di controventi di parete e considerando semplicemente appoggiate le capriate e le reticolari di copertura. Le verifiche sul siffatto modello hanno dato risultati positivi e deformazioni accettabili anche in caso di sisma. Il progetto strutturale ha previsto comunque l'inserimento di alcuni elementi e soluzioni cautelative con effetto migliorativo sul comportamento locale e globale. In particolare sono stati verificati i seguenti presidi migliorativi.

Sono stati inseriti calastrelli di accoppiamento intermedio tra i due profili costituenti i pilastri; anche se dai calcoli specifici eseguiti anche su modelli locali con elementi brick, non sembrano essenziali ai fini della resistenza e della stabilità dei pilastri, si rimanda all'ottenimento dei risultati delle prove in sito la verifica dell'opportunità di inserirli.

Sono stati inseriti sistemi di controventamento di parete tra i pilastri per ridurre la deformabilità globale in caso di sisma. Anche questo sistema potrebbe essere ricalibrato sulla base delle prove. I modelli di calcolo realizzati indicano che tali sistemi riducono la deformabilità del 25%. L'inserimento dei controventi di parete comportano qualche concentrazione di sollecitazione su alcuni pali, che hanno richiesto alcuni pali integrativi da calibrare sulla base delle prove preliminari. In altri modelli di calcolo sono stati considerati gli effetti della presenza dei muretti esistenti e dei muretti nuovi nonché l'interazione con il materiale costipato di riempimento delle fosse di spolio. In tali modelli si è verificato che tale interazione è compatibile con i suddetti materiali e comporta una riduzione della deformabilità laterale dei pali e in definitiva della struttura in caso di sisma, dell'ordine del 35%.

E' stato anche considerato l'effetto della continuità flessionale tra gli elementi in legno delle catene in legno-acciaio e i pilastri in acciaio. Anche tale effetto è compatibile dal punto di vista tensionale con le sezioni e i materiali e comporta un leggero effetto positivo sulla deformabilità globale.

Tutti queste configurazioni di progetto sono state analizzate e verificate. Sulla base delle risposte delle prove di carico preliminari si potrà confrontare e controllare i comportamenti reali e calibrare opportunamente gli elementi e le soluzioni migliorative sopra descritte.

II. PARAMETRI SISMICI

Il sottoscritto Ing. Marino Del Piccolo C.F. DPLMRN64B02E473B con studio a Udine in via A.L.Moro n°30/9, iscritto all'Ordine degli Ingegneri di Udine in pos. 1625, progettista strutturale delle opere relative agli “Interventi di Valorizzazione e Musealizzazione del Fondo Cossar ad Aquileia” –primo stralcio, commissionati dalla Fondazione Aquileia, Via Patriarca Popone, 7 - 33051 Aquileia (UD) C.F.: 90017120305 - P. IVA 02696510300

DICHIARA

che il progetto esecutivo allegato è stato redatto secondo il DM 14/01/2008 “Norme tecniche per le costruzioni” facendo riferimento ai seguenti parametri sismici:

CLASSE DELLA STRUTTURA: III
 VITA NOMINALE: $V_n=50$ anni
 COEFFICIENTE D'USO: $C_u=1.5$
 PERIODO DI RIFERIMENTO: $V_r=75$ anni

LOCALIZZAZIONE: ED50 Latitudine: 45.7728 Longitudine: 13.3702
 WGS84 Latitudine: 45.7711 Longitudine: 13.3694

I dati di pericolosità sismica utilizzati sono i seguenti:

Stato limite	Pvr (%)	Tr (anni)	ag/g	Fo	T*c (s)
SLO	81	45	0.064	2.461	0.256
SLD	63	75	0.082	2.461	0.272
SLV	10	712	0.224	2.443	0.336
SLC	5	1462	0.300	2.455	0.352

Il progettista delle strutture


Ing. MARINO DEL PICCOLO
 ORDINE DEGLI INGEGNERI
 PROV. DI UDINE POS. N. 1625

III . RELAZIONE ILLUSTRATIVA SUI MATERIALI IMPIEGATI

La presente relazione viene redatta ai sensi dell'art.4 della L. 5/11/71 n.1086, allo scopo di fornire all'assistente ai lavori e al direttore dei lavori, un quadro sintetico delle caratteristiche e qualità dei materiali da impiegare per la realizzazione delle strutture previste dall'intervento in oggetto.

- CALCESTRUZZO:

- fondazioni e strutture verticali C28/35 (Rck 35Mpa), classe di esposizione XC2fondazioni- Xc1 strutture interne – XC3 Strutture esposte esterne, classe di lavorabilità S5 inerti assortiti di diametro massimo 25mm (fondazioni), 20 mm (solette, travi, cordoli,) provenienti da impianti di estrazione e lavaggio.
cemento portland 325

- ACCIAIO:

Acciaio per c.a.: barre tonde ad aderenza migliorata tipo B450C
 $f_y > 450$ MPa; f_y misurato/ f_y nom < 1.25 ; $1.15 < f_t/f_y < 1.35$;

- ANCORAGGI:

- ancoraggi con iniezione di malta a ritiro compensato tipo EMACO S55
- ancoraggi con iniezioni di resina epossidica tipo Hilti HIT RE 500

- ACCIAIO PER CARPENTERIA:

UNI EN 10025-2 S450 – C60

- GIUNZIONI BULLONATE:

- viti classe 8.8 dadi classe 8;
- barre filettate zincate, classe di resistenza 8.8 o equivalente;

- GIUNZIONI SALDATE:

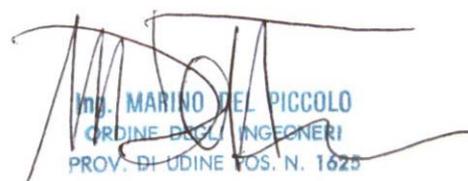
saldature di II classe

- LEGNAME:

Legno massiccio larice siberiano classe S1 e Bilama Trilama Classe D60

Il direttore dei lavori

Il progettista delle strutture



Ing. MARINO DEL PICCOLO
ORDINE DEGLI INGEGNERI
PROV. DI UDINE POS. N. 1625

IV. RELAZIONE SULLE FONDAZIONI E GEOTECNICA

La presente relazione è relativa al terreno di fondazione caratterizzante il sito relativo agli “Interventi di Valorizzazione e Musealizzazione del Fondo Cossar ad Aquileia”.

La presente relazione fa riferimento ai parametri dalla relazione geologica redatta per il sito in esame dal Dott. Geol. Massimo Valent.

Al fine di comprendere le caratteristiche geologiche del sito in esame, si riprende brevemente l'evoluzione geologica recente del territorio in esame, facendo particolare attenzione alla dinamica del Fiume Natissa nel periodo post-romano. Il corso del Fiume Natissa non risulta particolarmente lungo: circa cinque chilometri separano la località dei Roncs dalla foce, dove le acque si versano nella laguna di Grado.

Esaminando le antiche mappe che rappresentano il territorio aquileiese nel VIII° secolo, emerge chiaramente che il Fiume Natissa nasceva a quell'epoca in mezzo ad un vasto bosco (il Grant Bosc), completamente deforestato agli inizi del 1800, quando i nobili Cassis acquistarono queste terre per coltivarle in maniera intensiva: A tale scopo la presenza dei boschi e delle copiose acque venne a costituire un problema non di poco conto, che allora fu risolto con un forte riordino fondiario e una modifica della rete drenante. Nel periodo medievale le acque del F.Natissa, chiamato anche Fayet appunto perché nasceva da un bosco di faggeti, furono fatte scorrere su tutti i lati della cinta muraria difensiva della città e probabilmente diedero il nome anche alla porta di sud ovest: porta Faytiula. Ancora oggi oltre alla *Natissa* scendono le acque *dell'Aussèt*, del *Marignùl*, della *Pantanosa*, del *Padovan*. Dopo i Roncs, terreni posti al limite nord del comune di Aquileia, il *Natissa* attraversa i *Paludèi*, un'area bassa, ricca di presenze archeologiche d'epoca romana, per arrivare all'interno della oggi vasta borgata di *Munistîr*. Oltrepassata questa località, il *Natissa* lo si segue accostato alla banchina portuale romana, messa alla luce negli anni '30, adiacente all'area di studio. All'altezza della Basilica le acque del Natissa incontrano quelle di un'altra roggia aquileiese (detta del Mulino di Monastero) per dirigersi verso occidente ed incunarsi all'interno del paese, passando sotto *l'Arc* di *S. Filis*, resto delle mura medievali. Il corso d'acqua poi passa sotto i due ponti: quello sull'attuale strada statale per Grado, chiamato *Punt dal Crist* e quello di fronte al Municipio, chiamato “Punt di Plassa”. Uscito dal perimetro della città antica il *Natissa*, arriva alla *Durìda*, dove riceve le acque del *Flum di Tiars* che a loro volta passano sotto l'attuale Punt da *Vergjnìs*. Qui, le acque oramai miste con quelle salate marine, si dirigono verso sud lambendo i terreni della Malburga sul lato orientale e del Marassin sul lato opposto. Il *Natissa* corre poi lungo le località, a destra dei *Panigài* e a sinistra dei *Montonus* e sfocia in laguna (Comune di Aquileia, 2007). Molto probabilmente il termine *Natissa* deriva dal latino “natare”, cioè nuotare. Un nome simile a Natisone. A tal proposito le cronache storiche riportano più volte che la città romana di Aquileia era lambita, nella parte orientale, dal Natiso cum Turro, cioè dalle acque del Natisone e da quelle del Torre. Questi corsi d'acqua alimentavano il celeberrimo porto romano di Aquileia imperiale (periodo romano), largo

circa 50 metri e lungo oltre 300, e sono venuti a mancare repentinamente nella seconda metà del IV secolo dopo Cristo. Le indagini eseguite nel territorio della città di Aquileia, ed i rilievi topografici di dettaglio del piano campagna, hanno messo in luce la presenza di un paleo-dosso alluvionale, costituito da sedimenti per lo più granulari (sabbie e ghiaie) orientato N-S lungo la Via Sacra, edificato da un paleo-corso d'acqua, non di risorgiva, costituito dal sistema Natisone+Torre. Nell'immediato intorno, si rinvencono depositi di esondazione su piana alluvionale per lo più di ambiente salmastro, e quindi riconducibili a periodiche ingressioni della laguna, queste ultime legate all'aumento del livello medio del mare ed alla subsidenza. Litologicamente, nei primi 20 metri dal piano campagna è stata accertata la presenza di orizzonti lentiformi giustapposti e costituiti da argilla organica che interrompe la continuità di banchi per lo più sabbiosi o limo-sabbiosi. La falda freatica si attesta nell'intervallo 2.5m-3.5m dal piano campagna, sostenuta al letto da orizzonti argillosi compatti.

Le analisi morfologiche, eseguite anche mediante tecniche avanzate di laser scanning (OGS – 2009), testimoniano la presenza del “nucleo storico” costituito da un “alto morfologico” artificiale su cui sono stati sovrapposti gli edifici esistenti.

Si ritiene quindi, che lo spessore medio del materiale di riporto in corrispondenza del sito in esame sia compreso entro i 2m dal p.c. ed inglobi i resti archeologici delle strutture sopite; più in profondità sono presenti alternanze di limi-argilloso-sabbiosi con lenti di sabbie e argille organiche. Il primo sottosuolo deve quindi essere considerato compressibile.

La Bassa pianura friulana è interessata dai fenomeni di subsidenza, così come tutto l'arco della pianura padana che si sviluppa dal Veneto all'Emilia- Romagna. L'intensità del fenomeno naturale in passato è stato aggravato dall'estrazione dei fluidi dal sottosuolo che negli ultimi decenni hanno accelerato i processi di costipamento dei terreni. Nel caso specifico delle Lagune di Marano e Grado, oltre ai processi naturali ed antropici connessi con l'estrazione dell'acqua dal sottosuolo in corrispondenza degli abitati, non vanno sottovalutati i fenomeni di costipamento successivi alle bonifiche che hanno interessato tutto l'arco lagunare a monte dell'attuale argine di conterminazione. Ciò ha comportato un abbassamento del suolo che può aver coinvolto nel tempo gli stessi argini negli anni successivi alla loro realizzazione e all'esecuzione delle opere di drenaggio per il recupero dei terreni ad uso agricolo. Tale abbassamento è stato favorito anche dalla presenza di livelli, talvolta consistenti, di torbe o di argille organiche, particolarmente diffusi in alcuni settori del perimetro lagunare tra le foci dei fiumi Natissa e Turgnano. Tutta la regione compresa tra la linea di livellazione che si sviluppa lungo la strada statale da Latisana a Ronchi a Nord e tra le foci del Tagliamento e dell'Isonzo a Sud, è caratterizzata da significativi fenomeni di “subsidenza” già accertati nel periodo '80-'89 e confermati nel periodo successivo 1989-2004.

Al fine di valutare le caratteristiche del primo sottosuolo in corrispondenza del sito in esame, sono stati eseguiti n° 2 sondaggi a carotaggio continuo a distanza di circa 50m l'uno dall'altro e spinti a 10m di profondità. L'ubicazione dei punti perforazione è stata attentamente valutata dai progettisti in accordo con la Soprintendenza e con la Fondazione Aquileia.

Sono stati eseguiti 3 sondaggi, di cui due per scopi geognostici e geotecnici fino a 10m dal p.c. e l'altro per l'installazione del piezometro a tubo aperto.

Sondaggio S1 (2.1m s.l.m.) – Stratigrafia Sintetica 26/03/2013.

0.0m ÷ 0.95m Ghiaietto in matrice limo-sabbiosa bruna con ciottoli arrotondati carbonatici, frammenti di radici e laterizi;

0.95m ÷ 1.30m Sabbia limosa rimaneggiata e con resti archeologici;

1.30m ÷ 2.60m Sabbia limosa di colore grigio;

2.60m ÷ 3.50m Limo sabbioso;

3.50m ÷ 5.70m Argilla limosa;

5.70m ÷ 6.20m Sabbia limosa da poco a mediamente addensata;

6.20m ÷ 10.0m Sabbia addensata;

Sondaggio S2 (2.1m s.l.m.) – Stratigrafia Sintetica 26/03/2013

0.0m ÷ 1.00m Ghiaietto in matrice limo-sabbiosa bruna con ciottoli arrotondati carbonatici, frammenti di radici e laterizi;

1.00m ÷ 1.40m Sabbia limosa rimaneggiata e con resti archeologici – resto di legname;

1.40m ÷ 2.70m Sabbia limosa di colore grigio;

2.70m ÷ 3.00m Limo sabbioso;

Sondaggio S3 (2.1m s.l.m.) – Stratigrafia Sintetica – Giugno 2014

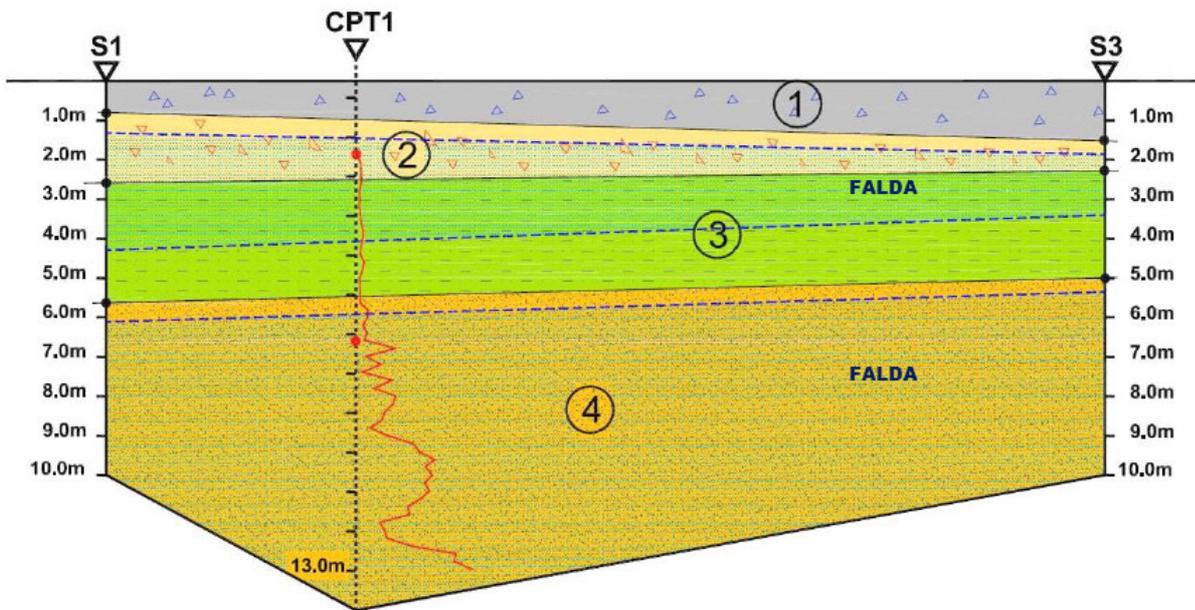
0.0m ÷ 0.6m Ciottoli e ghiaietto sabbioso - Riporto;

0.6m ÷ 2.2m Limo sabbioso rimaneggiato e con resti archeologici;

2.2m ÷ 3.4m Limo sabbioso poco consistente;

3.4m ÷ 5.0m Argilla sabbiosa;

5.0m ÷ 10.0m Sabbia limosa, diventa più addensata a partire da 6.6m;



Orizzonti litotecnici fondamentali individuati nella sezione geologica:

- 1: Riporto eterogeneo recente poco consistente;
- 2: Limo sabbioso con resti archeologici;
- 3: Limo sabbioso e argilla scarsamente consistenti;
- 4: Sabbia da mediamente addensata ad addensata in falda

Quale sedime di fondazione si presenta un suolo ghiaioso al quale si attribuiscono i seguenti valori geotecnici.

Orizzonte litotecnico	Profondità media da p.c.	Comportamento	Pesi volume (t/m³) dry/sat	Cu (Kg/cm²)	Φ (°)	Dr (%)	Ks (Kg/cm²) Bowles
1+2 - Sabbia limo-argillosa con laterizi e resti ARCHEOLOGICI	0.0m + 2.2m	Comportamento misto, prev granulare	1.7/1.9	-	29°	20+30	0.5
3 - Limo sabbioso e Argilla poco consistenti	2.2m + 6.5m	Comportamento prev coesivo	1.8/2.0	Cu=0.3+0.4	-	-	1.0
4a - Sabbia limosa mediamente addensata	6.5m + 9.0m	Comportamento granulare	1.8/2.0	-	33°	50+60	2.5
4b - Sabbia scarsamente limosa addensata	9.0m + 15m	Comportamento granulare	1.8/2.0	-	38°	80+100	6.0

Ks= modulo di reazione orizzontale (Bowles)

Da un punto di vista idrogeologico e morfologico generali l'area in esame rientra all'interno dell'unità definita "Bassa Pianura Centro Orientale", situata a valle della linea delle risorgive, ad una quota media di circa 2m s.l.m.

Il Natissa scorre poco a Est, percorrendo in questo settore un ampio tratto in direzione N-S, per poi piegare bruscamente verso Ovest, dove si congiunge con il Fiume di risorgiva Terzo.

Il sottosuolo risulta interessato da una sovrapposizione di orizzonti a diversa permeabilità che confinano in senso verticale alcune falde artesiane.

Nella fattispecie si sottolinea quanto segue:

- nel corso delle indagini in sito, condotte a partire da quota di circa +2.2m s.l.m., è **stata intercettata una prima falda mediamente a partire da -1.5m** dal boccaforo, risalita a fine perforazione a circa -1.2m dal p.c.; **più in profondità** è stata intercettata una **seconda falda**, probabilmente semi-confinata al letto dall'orizzonte coesivo consistente ed asciutto 3, **a partire da circa -5.5m** dal boccaforo.

- dai dati bibliografici, si evince che l'evoluzione naturale del sito in esame abbia comportato un progressivo abbassamento del piano campagna, ovvero una probabile riduzione dello spessore dell'orizzonte NON SATURO. La subsidenza in atto è stata confermata anche come tendenza futura, con effetti non del tutto trascurabili per l'orizzonte archeologico.

- Dal punto di vista idrogeologico, risulta importante anche la presenza della Roggia Orientale, che scorre in fregio alla Via Sacra; tale corso d'acqua artificiale è stato introdotto nel XIX° secolo, mentre la Via Sacra, che funge anche da argine, deriva dall'accumulo del materiale di risulta originato dagli scavi che hanno portato alla luce i resti del Porto Antico. Non si escludono fenomeni di filtrazione che si propagano anche nelle zone contermini agli scavi del Fondo Cossar.

Sulla base delle indagini geofisiche eseguite nelle vicinanze e contenute nello Studio Geologico per il PRG, si considera preliminarmente adeguato scegliere come suolo di fondazione la **Categoria C** "Depositi di sabbie e ghiaie mediamente addensate, o di argille di media rigidezza, con spessori variabili da diverse decine fino a centinaia di metri, caratterizzati da valori di VS30 compresi fra 180 e 360 m/s".

La verifica a **liquefazione** viene omessa in quanto le litologie in esame **non rientrano fra quelle sensibili al fenomeno**. Il sito in esame non rientra direttamente nelle situazioni interessate da **amplificazioni della forza sismica per fattori morfologici (St=1)**.

PALO DI FONDAZIONE

Dati generali...

Diametro punta	0,25 m
Lunghezza	13,00 m
Tipo	Trivellato
Sporgenza dal terreno	1,00 m
Portanza di punta calcolata con:	Terzaghi
Profondità falda da piano campagna	0,50 m
Calcestruzzo tipo	1
Acciaio tipo	1

Archivio materiali

Conglomerati

Nr.	Classe calcestruzzo	fck,cubi [MPa]	Ec [MPa]	fck [MPa]	fcd [MPa]	fctd [MPa]	ftm [MPa]
1	C20/25	250	299600	200	113,3	10,3	22,1
2	C25/30	300	314700	250	141,6	11,9	25,6
3	C28/35	350	323000	280	158,6	12,8	27,6
4	C40/50	500	352200	400	198,3	14,9	32

Acciai:

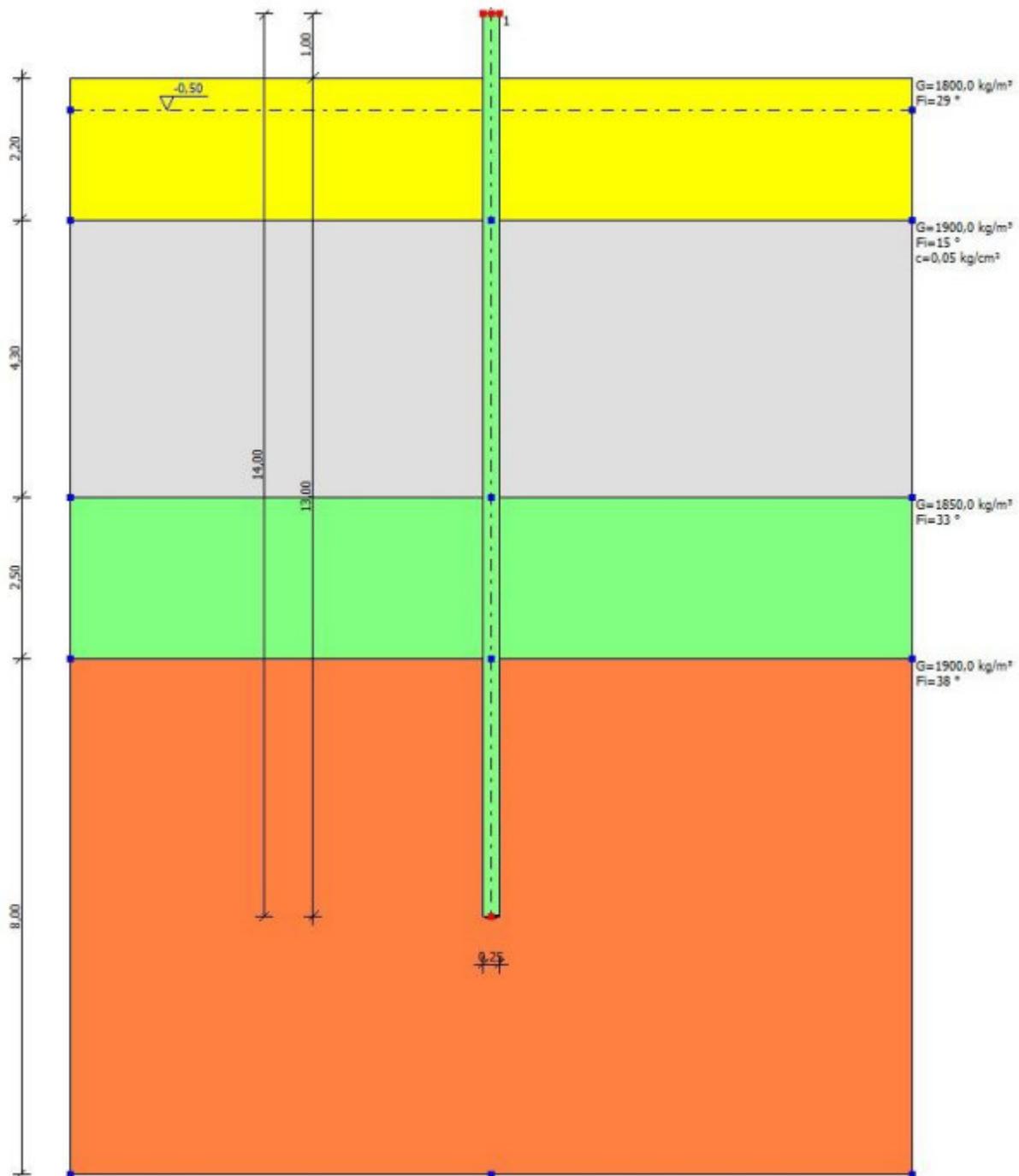
Nr.	Classe acciaio	Es [MPa]	fyk [MPa]	fyd [MPa]	ftk [MPa]	ftd [MPa]	ep_tk	epd_ult	B1*B2 iniz.	B1*B2 finale
1	B450C	2000000	4500	3913	5400	3913	.075	.0675	1	0,5
2	B450C*	2000000	4500	3913	5400	4500	.075	.0675	1	0,5
3	B450C**	2000000	4500	3913	4583	3985	.012	.01	1	0,5
4	S235H	2100000	2400	2087	3600	2087	0,012	0,01	1	0,5
5	S275H	2100000	2800	2435	4300	2435	0,012	0,01	1	0,5
6	S355H	2100000	3600	3130	5100	3600	0,012	0,01	1	0,5

Stratigrafia

Nr.: Numero dello strato. Hs: Spessore dello strato. Fi: Angolo di attrito. c: Coesione Alfa: Coefficiente di adesione dell'attrito laterale lungo il fusto.. Vs: Velocità onde di taglio.

Strat. 1

Nr.	Hs	Peso unità di Volume [kg/m³]	Peso Unità di volume Saturo [kg/m³]	c [kg/cm²]	Fi (°)	Attrito negativo	Alfa	Modulo elastico [kg/cm²]	Vs [m/s]	Descrizione litologica
1	2,20	1800,00	2000,00	0,00	29,00	No	1,00	150,00	0	Sabbia o sabbia limosa sciolta
2	4,30	1900,00	2000,00	0,05	15,00	No	0,80	20,00	0	Argilla o argilla limosa molle
3	2,50	1850,00	2000,00	0,00	33,00	No	1,00	300,00	0	Sabbia limosa mediamente addensata
4	8,00	1900,00	2000,00	0,00	38,00	No	1,00	500,00	0	Sabbia o sabbia limosa densa



Carico limite

Stratigrafia	Nq	Nc	Fi/C strato punta Palo (°)/[kg/cm ²]	Peso palo [kg]	Carico limite punta [kg]	Carico limite laterale [kg]	Carico limite [kg]	Attrito negativo [kg]	Carico limite orizzontale [kg]
A1+M1+R3	65,89	81,58	38,5/0,00	1595,34	43343,00	25041,73	66789,40	--	--

RESISTENZA DI PROGETTO CARICHI ASSIALI

Resistenza caratteristica carichi assiali. Nome combinazione: A1+M1+R3

Numero verticali di indagine 1
 Fattore correlazione verticale indagate media (xi3) 1,70
 Fattore correlazione verticale indagate minima (xi4) 1,70

	Rc, Min [kg]	Rc, Media [kg]	Rc, Max [kg]
Base	43343,00	43343,00	43343,00
Laterale	25041,73	25041,73	25041,73
Totale	66789,40	66789,40	66789,40

Coefficiente parziale resistenza caratteristica R3
 Base 1,35
 Laterale 1,15
 Resistenza di progetto base 18885,84 kg
 Resistenza di progetto laterale 12809,07 kg
 Resistenza di progetto 30099,57 kg

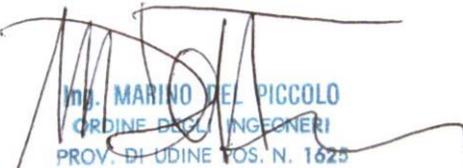
ARMATURE

Nodo	Z [m]	Nd [kg]	Md [kgm j]	Td [kg]	Nr. Barre Diam etro	Nu [kg]	Mu [kgm j]	Cond. Verif ica Flessi one	Ver. Press o- Flessi one	Def. Max Cls	Def. Max Fe	Asse Neutr o [cm]	Passo Staff e [cm]	Res. Tagli o [kg]	Sicur ezza taglio	Cond. Verif ica Tagli o
1	0	--	--	--	8Ø12	0,12	-2160 ,60	--	Verif icata	3,50E -03	-6,27 E-03	-2,41	--	--	--	Verif icata
2	1,5	119,7 0	--	--	8Ø12	114,3 2	-2161 ,65	--	Verif icata	3,50E -03	-6,23 E-03	-2,38	--	--	--	Verif icata
3	3	239,4 0	--	--	8Ø12	240,8 9	-2162 ,81	--	Verif icata	3,50E -03	-6,19 E-03	-2,36	--	--	--	Verif icata
4	4,5	359,1 1	--	--	8Ø12	367,1 2	-2163 ,96	--	Verif icata	3,50E -03	-6,15 E-03	-2,33	--	--	--	Verif icata
5	6	478,8 1	--	--	8Ø12	480,4 4	-2164 ,98	--	Verif icata	3,50E -03	-6,11 E-03	-2,31	--	--	--	Verif icata
6	7,5	598,5 1	--	--	8Ø12	593,5 0	-2165 ,99	--	Verif icata	3,50E -03	-6,07 E-03	-2,28	--	--	--	Verif icata
7	9	718,2 1	--	--	8Ø12	718,8 0	-2167 ,10	--	Verif icata	3,50E -03	-6,03 E-03	-2,26	--	--	--	Verif icata
8	10,5	837,9 2	--	--	8Ø12	840,0 0	-2168 ,28	--	Verif icata	3,50E -03	-5,99 E-03	-2,23	--	--	--	Verif icata
9	12	957,6 2	--	--	8Ø12	964,7 6	-2169 ,54	--	Verif icata	3,50E -03	-5,96 E-03	-2,21	--	--	--	Verif icata
10	13,5	1077, 32	--	--	8Ø12	1075, 37	-2170 ,66	--	Verif icata	3,50E -03	-5,92 E-03	-2,19	--	--	--	Verif icata

N.B. Il piano di fondazione essere approfondito fino ad intercettare il terreno di tipo ghiaioso-sabbioso.

Durante gli scavi di fondazione dovranno comunque essere verificate le ipotesi di progetto e le effettive caratteristiche del terreno di fondazione.

Il progettista delle strutture


 Ing. MARINO DEL PICCOLO
 ORDINE DEGLI INGEGNERI
 PROV. DI UDINE POS. N. 1625

1.1. Lo stato di fatto: le configurazioni e i materiali

La **Domus di Tito Macro** costituisce la parte centrale dell'insula romana del Fondo Cossar, la più completa delle tre *domus* portate alla luce con gli scavi archeologici, tuttora in corso.

I resti consistono sostanzialmente nelle **pavimentazioni** dei locali e nelle parti superstiti delle **strutture murarie** antiche. Delle murature antiche restano in alcuni casi solo rari segni delle fondazioni o le trincee di spoliatura, dalle quali fu asportato il pietrame probabilmente dal periodo altomedievale per un successivo reimpiego. Attualmente tali **fosse** sono state svuotate dal materiale di riempimento e segnano in “negativo” l'andamento dei muri antichi.

La maggior parte delle **murature**, interne ed esterne, messe in luce nel secolo scorso, furono ricostruite in seguito alla precedente campagna di scavi degli anni '60. Tali murature, degradate, presentano malte, tessiture e anche pietrame non sempre conformi con la tipologia e la tecnica antiche. Le loro caratteristiche sono in corso di definizione e andranno approfondite nell'ambito del progetto esecutivo. Le **strutture di fondazione** antiche, laddove superstiti, presentano scarsa consistenza e risultano particolarmente deteriorate per effetto della vegetazione, delle acque di risalita della falda superficiale e del gelo-disgelo.

Le **pavimentazioni** superstiti dei locali, a parte le aree sterrate già in origine (è il caso del *peristylum*), sono in buona parte ancora costituite dai mosaici originali, alcuni di grande valore storico-artistico: in alcuni casi solo lacerti musivi, in altri anche pavimentazioni successive sovrapposte progressivamente nei secoli.

La *Domus* costituisce l'unità di un sistema a schiera, presumibilmente a un piano, con pianta rettangolare e murature chiuse sui lati lunghi, in comune con le *domus* adiacenti o sdoppiate con interspazio per l'alloggiamento di un cunicolo di fondo per la raccolta e lo smaltimento delle acque superficiali, meteoriche e reflui. Sui lati corti erano situati gli accessi dalla viabilità, spesso dotati di porticati colonnati. La *Domus* di Tito Macro sembra costituita da almeno due fasi costruttive principali, una più antica con locali più piccoli posta verso ovest, l'altra verso est con locali più grandi, forse un ampliamento o una trasformazione successiva, tra il secondo e il quarto secolo dopo Cristo.

Le murature fondazionali originali possono rientrare nella tipologia dell'*Opus incertum*, con pietrame a due “fogli” murari interconnessi (non a sacco). E' possibile che in elevazione sia stato utilizzato anche l'*Opus craticium*, data la limitata presenza in sito di pietrame e l'abbondanza invece di legname di essenza adeguata (rovere, ecc.) dalle vicine foreste planiziali. Come già rilevato anche in altre costruzioni antiche dell'area regionale, è molto probabile che nell'ambito della realizzazione di strutture murarie venissero impiegati, anche in quel periodo, elementi lignei a guisa di cordoli, elementi di ripartizione, architravi, banchine di appoggio di solai e strutture di copertura, anche organizzati a graticcio reticolare, a maglia quadrilatera, come contenimento di

settori murari, i quali potevano così essere realizzati con pietrame meno squadrato e di dimensioni più contenute.

1.2. Le tipologie costruttive e gli schemi strutturali

Nella ricomposizione della copertura della *Domus* di Tito Macro, il compito strutturale principale è quello di mettere a punto una tipologia costruttiva stabile e adeguata a configurare sistemi di coperture di progetto coerenti anche dal punto di vista materico e figurativo con le interpretazioni storico-architettoniche e funzionali degli spazi esistenti, portati alla luce con gli scavi archeologici.

Il “Sistema Domus”, messo a punto in questo progetto, anche sulla base di precedenti esperienze realizzative in ambito archeologico, è un sistema architettonico-costruttivo che consente la ricostruzione di sistemi di coperture coerenti con quelli delle costruzioni antiche, lasciando la possibilità (**flessibilità e reversibilità**) di ricalibrare le soluzioni sulla base di eventuali successivi ritrovamenti, approfondimenti e nuovi orientamenti: in sostanza una ricostruzione per “analogia” con un sistema costruttivo-architettonico allusivo di quello antico romano. Tra il sistema murario esistente, le fondazioni e le trincee originali, le pavimentazioni musive antiche, e il sistema “verosimile” di coperture di progetto coerenti-corrispondenti, la **struttura in elevazione** deve costituire un sistema minimale, sempre coerente dal punto di vista figurativo con l’essenza della costruzione muraria (i due fogli murari interconnessi, l’eventuale articolazione a graticcio dei suoi legni e l’appoggio delle strutture della copertura, ecc.), consentendo anche ulteriori, successive possibilità: dalla parziale ma effettiva ricostruzione muraria, fino alla chiusura alternativa con pannelli in altro materiale, per vari fini tra cui quelli espositivi.

La soluzione individuata, per copertura degli scavi archeologici, prevede una struttura verticale formata da pilastri in acciaio verniciato, costituita da due profili “UPN” accoppiati (i due “fogli” murari antichi), collocati alla distanza dello spessore murario sui due paramenti opposti della muratura. Alla base, in corrispondenza dell’interfaccia con la sottostante murature esistenti (o parzialmente ricostruita come da progetto), i due profili accoppiati vengono collegati - con schema a “forcella” - a un profilo singolo centrale, tubiforme. Tale elemento costituisce, per ogni pilastro, la struttura passante nella muratura, attraverso fori eseguiti a rotazione in corrispondenza del centro della muratura (tra i due “fogli murari”), e anche, in definitiva, la fondazione indiretta, il **micropalo** (d=168mm sp16mm) che dovrà assicurare la stabilità della struttura trasferendo i carichi nel terreno sottostante, più consistente, fino a profondità di circa 15 m. I pilastri vengono collocati in pianta tenendo conto dell’articolazione dei muri e delle strutture principali delle coperture, al fine di formare una maglia abbastanza regolare con interasse da 5,0 a 7,0 metri lungo gli assi murari.

Il "sistema Domus" prevede la possibilità di inserire sui pilastri, a livello della forcella di base, un sistema di **passerelle pedonali** a sbalzo. La struttura delle passerelle è in acciaio, costituita dalle mensole in corrispondenza dei pilastri e da profili longitudinali perimetrali. Tali profili assicurano

un effetto positivo di incatenamento e ripartizione alla base dei pilastri, a guisa di cordolo. Analoghi sistemi di collegamento tra i pilastri sono previsti in corrispondenza delle “pareti” tamponate o controventate.

La resistenza alle azioni orizzontali, sismiche ed eoliche viene affidata in parte ai pilastri ed in parte a elementi diagonali incrociati di **controventamento** in corrispondenza di quinte di tamponamento e/o divisori di progetto.

Il sistema delle coperture comprende un’articolazione di falde tendenzialmente a pendenza costante, disaccoppiate semplici o a colmo aperto, tra cui due organizzate a compluvio, e altre accoppiate a due falde.

Le strutture di copertura sono in legno a capriata e semicapriata a sbalzo con arcarecci e manto in embrici di laterizio alla romana. Tra le capriate e i pilastri, il collegamento, l’articolazione e la ripartizione sono assicurate da un sistema reticolare in acciaio e legno, con diagonali incrociati.

I due compluvi, a patio, sono dotati di struttura a graticcio con elementi in acciaio-legno, al fine di ridurre l’effetto a sbalzo della relativa copertura. Il presente stralcio comunque comprende solo una porzione di uno dei due compluvi a patio, quello a Est, ed essendo parziale non può sviluppare l’effetto tridimensionale del graticcio complessivo. Anche per tale motivo anche i puntoni e le catene delle capriate, quasi sempre interessate dall’effetto sbalzo del compluvio, sono state realizzati in struttura mista legno acciaio. La struttura ricorrente è quindi costituita da un’anima in acciaio a T saldata, e da due travi di legno bilama di larice, sagomate, accoppiate e fissate tra loro e con il profilo a T per mezzo di viti da legno. Tra legno e Acciaio si è previsto anche un incollaggio di tipo poliuretano che consente la collaborazione e la compatibilità deformativa e termometrica tra i due materiali, evitando la formazione di condensa. Gli elementi interni in acciaio assicurano l’efficacia dell’appoggio e dell’ancoraggio a trazione (utile anche per la presenza appunto di sbalzi), evitando concentrazioni di collegamenti, il legno garantisce una maggiore resistenza a flessione e coefficiente di stabilità dell’equilibrio.

La struttura principale della domus è quindi costituita da queste capriate e travi reticolari modulari con tiranti diagonali incrociati, appoggiate su pilastri accoppiati in acciaio collegati alla base ciascuno ad un palo in acciaio che passa attraverso la muratura esistente e penetra nel terreno per 15 m sviluppando la capacità portante verticale (in profondità) e orizzontale (nei primi 3-5 m). Le coperture sono state dotate di controventi di piano incrociati.

Il complesso costruttivo della *Domus* della Pesca viene realizzato con un organismo strutturale unico senza giunti tecnici. Potranno essere inseriti eventuali giunti elastici al fine di ridurre il problema delle dilatazioni termiche. La costruzione potrà interessare anche alcuni tratti limitati delle *domus* adiacenti, laddove siano presenti in loco pavimenti musivi di particolare pregio.

1.3. Le fondazioni indirette su micropali

Nel "sistema Domus" dunque si prevede una soluzione fondazionale di tipo indiretto, a micropali, dove sono gli stessi pilastri che, in corrispondenza dell'incontro con le murature esistenti o con le fosse di spoglio, diventano, con un cambio di sezione, micropali isolati.

Di norma i pilastri, in questo tipo di terreno scadente, richiedono fondazioni a plinto su micropali (in numero di 3 o 4 per plinto). Nel "sistema Domus", proprio per tener conto dell'importanza delle preesistenze storico-archeologiche riducendo al minimo l'impatto sulle stesse, il plinto viene eliminato e - con una soluzione innovativa già sperimentata - è il pilastro stesso che, senza elementi invasivi di raccordo, si trasforma appunto in micropalo singolo prima di entrare nel muro archeologico per poi proseguire nel terreno fino ad una profondità (circa 15 m) tale da ridurre a livelli accettabili i cedimenti.

Su una superficie archeologica complessiva da proteggere di circa 1500 mq, è prevista una settantina di micropali, uno per pilastro, con un rapporto praticamente di un palo ogni 20 mq circa di superficie coperta. Al fine di ridurre ulteriormente l'impatto archeologico, i pilastri e i relativi micropali vengono collocati in asse con le murature e quindi non solo non interessano le aree pavimentali spesso dotate di mosaici e di altre tracce di presenza archeologica, ma interessano anche relativamente la struttura muraria antica in quanto localizzati appunto in asse tra i paramenti murari, nella zona intermedia della muratura solitamente interessata da materiale di riempimento.

In sintesi si prevede, previa posa di geotessile sulle aree di lavoro, di materiale misto granulare per consentire l'ingresso dei mezzi senza pesare sulle opere da conservare e di eventuale protezione meccanica dei muri:

- foro nelle murature e nel terreno archeologico a carotaggio continuo a circolazione d'acqua (con eventuale corona diamantata) e recupero completo della carota;
- il successivo foro nel terreno sottostante fino alla quota finale eviterà, con opportune tecnologie, la formazione di fanghi superficiali e/o sovrappressioni d'aria compressa (e conseguenti vibrazioni) che potrebbero compromettere le superfici storiche.

E' possibile prevedere che anche il foro nel terreno sottostante venga realizzato **mediante carotaggio e prelievo e analisi della carota, per una quota dei micropali previsti**, sotto il controllo della Soprintendenza archeologica, al fine di verificare l'esistenza di insediamenti sottostanti più antichi di quello romano.

La perforazione avanzerà progressivamente con una camicia di protezione laterale perimetrale in acciaio. Giunti alla profondità di progetto a circa - 15.00 m, verrà inserita l'armatura del palo (tubo in acciaio, d= 168 mm), e realizzata l'iniezione di betoncino di rivestimento dell'armatura. Con il procedere del getto di malta all'interno del tubo e il suo rifluimento all'esterno, verrà recuperata la camicia in acciaio lasciando che la malta entri a contatto con la superficie laterale in terra del foro.

Così si procederà a completare il rivestimento del palo fino alla base del muro, assicurando la protezione dell'armatura per tutto il tratto entro terra. In alcune fasi in corrispondenza degli strati più compressibili, verrà applicata una sovrappressione alla camicia in modo da migliorare il consolidamento e l'attrito laterale terreno-palo.

Verranno anche realizzate prove di carico su micropali di prova eseguiti preliminarmente. Tali micropali verranno eseguiti secondo le modalità di progetto ed eventuali altre prescrizioni di prova. Alcuni di questi saranno oggetto di **prova** mentre gli altri avranno funzione di contrasto. Le prove di carico saranno di tipo verticale e orizzontale pseudo-sismico (carichi quasi-statici e ciclici), al fine di valutare la deformabilità elastica, plastica e la resistenza dei pali rispetto ai carichi di progetto. Sulla base dei risultati di deformabilità e di resistenza potranno essere ricalibrati il diametro, lo spessore del tubo e la lunghezza dei pali stessi.

Nel corso dei lavori, nel caso si rilevi che il terreno di fondazione sottostante gli strati archeologici sia particolarmente sciolto e inadeguato anche rispetto alle evidenze rilevate nelle fasi preliminari di perforazione e di prova di carico, si dovranno prevedere adeguati consolidamenti del terreno naturale (senza interessare il terreno archeologico), mediante **iniezioni** a bassa pressione di bentonite additivata con eventuale frazione legante, da effettuare ad opportuna profondità, mediante aghi forati sottili ovviamente previa verifica dei punti dai quali tali operazioni potranno essere effettuate, escluse le superfici rilevanti dal punto di vista storico, artistico e archeologico.

La tecnologia indiretta mediante micropalo in sostanza consente, adottando adeguate armature tubiformi, di trasferire in profondità le azioni sismiche ed eoliche, by-passando gli strati superiori più vulnerabili.

In corrispondenza dell'attraversamento nel muro i pali isolati avranno comunque la possibilità di deformarsi senza danneggiare le murature grazie a opportuni giunti di dilatazione anulari deformabili. La tecnologia adottata dovrebbe quindi ridurre al minimo, cercando di rendere trascurabile, il disturbo ai manufatti storici e al sistema archeologico dell'area. E' evidente che la soluzione di trasformare il pilastro in palo, oltre a ridurre al minimo la struttura portante e il relativo impatto archeologico, si avvicina per quanto possibile alla condizione, comunque ideale, di reversibilità della stessa.

Le fosse di spoglio restituite dagli scavi, esse stesse elementi archeologici importanti - in quei tratti, l'unica memoria materiale e figurativa in negativo del muro che non c'è più - tenuto conto della particolare vulnerabilità e degradabilità nel tempo, verranno richiuse soprattutto ai fini conservativi. Il progetto prevede la pulizia del foro, la posa di un geotessile sul fondo e sulle pareti dello scavo, la posa di pietrisco stabilizzato costipato armato con geogriglia. In alcuni casi si prevede la ricostruzione di muretti di pietrame e mattoni in opera previa rimozione di terra inconsistente posa di misto granulare armato con geogriglia e rete in fibra di vetro e mescolato con legante a base di calce e cemento. La muratura sarà rinforzata con rete in fibra di vetro e realizzata con malta di calce

e fibre. L'interspazio tra i muri e le pareti laterali di scavo (protette dal geotessile), verrà riempito con misto granulare costipato. I muri nuovi saranno dotati già dei foro per la formazione dei micropali, da eseguire, come da progetto, in corrispondenza dei pilastri.

I MODELLI DI CALCOLO E LE PROVE PRELIMINARI E CONCLUSIONI SULLE ANALISI EFFETTUATE.

La struttura di progetto descritta non è dunque di tipo tradizionale, anche se presenta soluzioni in parte già realizzate in altri casi simili, comunque viene cautelativamente verificata e preceduta da una serie di prove sperimentali su modelli in scala reale, da eseguire in sito.

Tali prove riguardano:

- la capacità portante verticale dei pali,
- la capacità portante orizzontale dei pali e la deformabilità dell'incastro alla base del pilastro in corrispondenza del collegamento con il palo.
- la deformabilità e la resistenza flessionale del pilastro tipo e del sistema palo, pilastro accoppiato, copertura a sbalzo in legno e in legno acciaio.

Nel progetto, sulla base del tipo di terreno descritto nella relazione geologica e dei materiali adottati sono state effettuate le analisi degli schemi strutturali e le verifiche delle strutture del sistema descritto senza considerare l'interazione con i muretti esistenti alla base (che saranno isolati con giunto deformabile), senza la presenza di calastrelli tra i profili dei pilastri, senza la presenza di controventi di parete e considerando semplicemente appoggiate le capriate e le reticolari di copertura. Le verifiche sul siffatto modello hanno dato risultati positivi e deformazioni accettabili anche in caso di sisma. Il progetto strutturale ha previsto comunque l'inserimento di alcuni elementi e soluzioni cautelative con effetto migliorativo sul comportamento locale e globale. In particolare sono stati verificati i seguenti presidi migliorativi.

Sono stati inseriti calastrelli di accoppiamento intermedio tra i due profili costituenti i pilastri; anche se dai calcoli specifici eseguiti anche su modelli locali con elementi brick, non sembrano essenziali ai fini della resistenza e della stabilità dei pilastri, si rimanda all'ottenimento dei risultati delle prove in sito la verifica dell'opportunità di inserirli.

Sono stati inseriti sistemi di controventamento di parete tra i pilastri per ridurre la deformabilità globale in caso di sisma. Anche questo sistema potrebbe essere ricalibrato sulla base delle prove. I modelli di calcolo realizzati indicano che tali sistemi riducono la deformabilità del 25%. L'inserimento dei controventi di parete comportano qualche concentrazione di sollecitazione su alcuni pali, che hanno richiesto alcuni pali integrativi da calibrare sulla base delle prove preliminari. In altri modelli di calcolo sono stati considerati gli effetti della presenza dei muretti esistenti e dei muretti nuovi nonché l'interazione con il materiale costipato di riempimento delle fosse di spolio. In tali modelli si è verificato che tale interazione è compatibile con i suddetti materiali e comporta una

riduzione della deformabilità laterale dei pali e in definitiva della struttura in caso di sisma, dell'ordine del 35%.

E' stato anche considerato l'effetto della continuità flessionale tra gli elementi in legno delle catene in legno-acciaio e i pilastri in acciaio. Anche tale effetto è compatibile dal punto di vista tensionale con le sezioni e i materiali e comporta un leggero effetto positivo sulla deformabilità globale, che risulterebbe ridotta.

Tutti queste configurazioni di progetto sono state analizzate e verificate. Sulla base delle risposte delle prove di carico preliminari si potrà confrontare e controllare i comportamenti reali e calibrare opportunamente gli elementi e le soluzioni migliorative sopra descritte.

2-ANALISI DEI CARICHI

La presente analisi dei carichi è stata svolta sulla base degli elementi costruttivi presenti nel fabbricato in oggetto, indicati negli elaborati grafici di progetto, e con l'adozione dei sovraccarichi previsti dalla normativa vigente /4/5/6.

*			
COPERTURE tipo A	<i>leggera</i>	$\alpha = 23$	massimo
Manto in coppi			60,0 daN/mq
Embrici			30,0 daN/mq
arcarecci			15,0 daN/mq
travi principali			15,0 daN/mq
CARICO PERMANENTE		g =	120,0 daN/mq
CARICO ACCIDENTALE	(neve) (*)	q =	120,0 daN/mq
CARICO STATICO (carichi in proiezione)		g/cosα+q =	250,4 daN/mq

*			
COPERTURE tipo B	<i>pesante</i>	$\alpha = 23$	massimo
Manto in coppi			60,0 daN/mq
Embrici			30,0 daN/mq
tavelle			45,0 daN/mq
arcarecci			15,0 daN/mq
travi principali			15,0 daN/mq
CARICO PERMANENTE		g =	165,0 daN/mq
CARICO ACCIDENTALE	(neve) (*)	q =	120,0 daN/mq
CARICO STATICO		g/cosα+q =	299,2 daN/mq

PASSERELLE tipo 1			
vetro di calpestio 4cm		100,00	daN/mq
struttura metallica		40,00	daN/mq
CARICO PERMANENTE	G =	140	daN/mq
CARICO ACCIDENTALE	Q =	500	daN/mq

PASSERELLE tipo 2			
tavolato o grigliato di calpestio 4cm		25,00	daN/mq
struttura metallica		40,00	daN/mq
CARICO PERMANENTE	G =	65	daN/mq
CARICO ACCIDENTALE	Q =	500	daN/mq

Spinte orizzontali sul parapetto **300** daN/m

Strutture di tamponamento perimetrali su due lati 300,00 daN/mq
 Strutture metalliche 7850,00 daN/mc

(*) vd. carico neve e coeff. di forma su coperture a più falde.

Carico neve

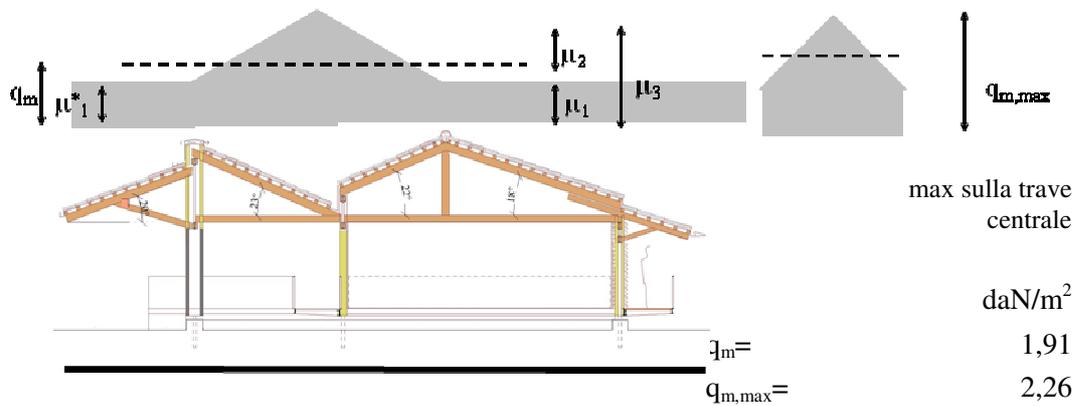
3,4 D.M. 14-01-2008 e Circ. Min. LL.PP. 02-02-2009 n.

617

as=	3 m	s.l.m. (AQUILEIA)	<200m
q _{sk} =	1,50 daN/m ²		
α=	23,0 °	q_s=μ_i*q_{sk}	(daN/m ²)
μ ₁ =	0,80 -	q₁=	1,20
μ ₁ *=	0,80 -	q₁*=	1,20
μ ₂ =	1,41 -	q₂=	2,12
μ ₃ =	2,21 -	q₃=	3,32

Coeff. di forma su coperture a più falde.

C.3,4,5,4 D.M. 14-01-2008 e Circ. Min. LL.PP. 02-02-2009 n. 617



vento								
categ.	classe	kr	zo(m)	zmin(m)	z(m)	αr(500)	Tr	ρ(daN/m ³)
IV	B	0,22	0,3	8	4,50	1,122	500	1,25
Cev(z)=	1,28							
Cp=	-0,34	: copertura						
	0,80	: parete sopravento						
	0,40	: parete sottovento						
Cd=	1							
q(z)= (ρ*vp ²)/2	80,41	daN/mq						
vref=	25,00	m/s						
vr(Tr)=	28,06	m/s						
vp(z)=	35,87	m/s						
CARICO DEL VENTO								
pv = p x Cpe=								
pv1=	0,643	kN/mq		parete sopravento				
pv2=	0,322	kN/mq		parete sottovento				
pv3=	-0,273	kN/mq		copertura				

3-PARAMETRI DI CALCOLO

CALCESTRUZZO

Classe C28/35 per strutture in elevazione e classe C25/30 per fondazioni

	R_{ck}	f_{ck}	f_{cd}	f_{ctm}	f_{ctk}	f_{ctd}	E
	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
C28/35	35,0	28	18,7	2,8	1,9	1,2	32308

ACCIAIO PER C.A.

B450C (Fe B 44k)

f_{tk}	f_{yk}	f_{yd}	E
[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
540	450	391	2100000

ACCIAIO PER CARPENTERIA

S450

f_{tk}	f_{yk}	f_{yd}	E
[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
550	440	419	2100000

C60

f_{tk}	f_{yk}	f_{yd}	E
[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
830	590	562	2100000

BULLONERIA

Bulloni ad alta resistenza Classe 8.8 - 10.9

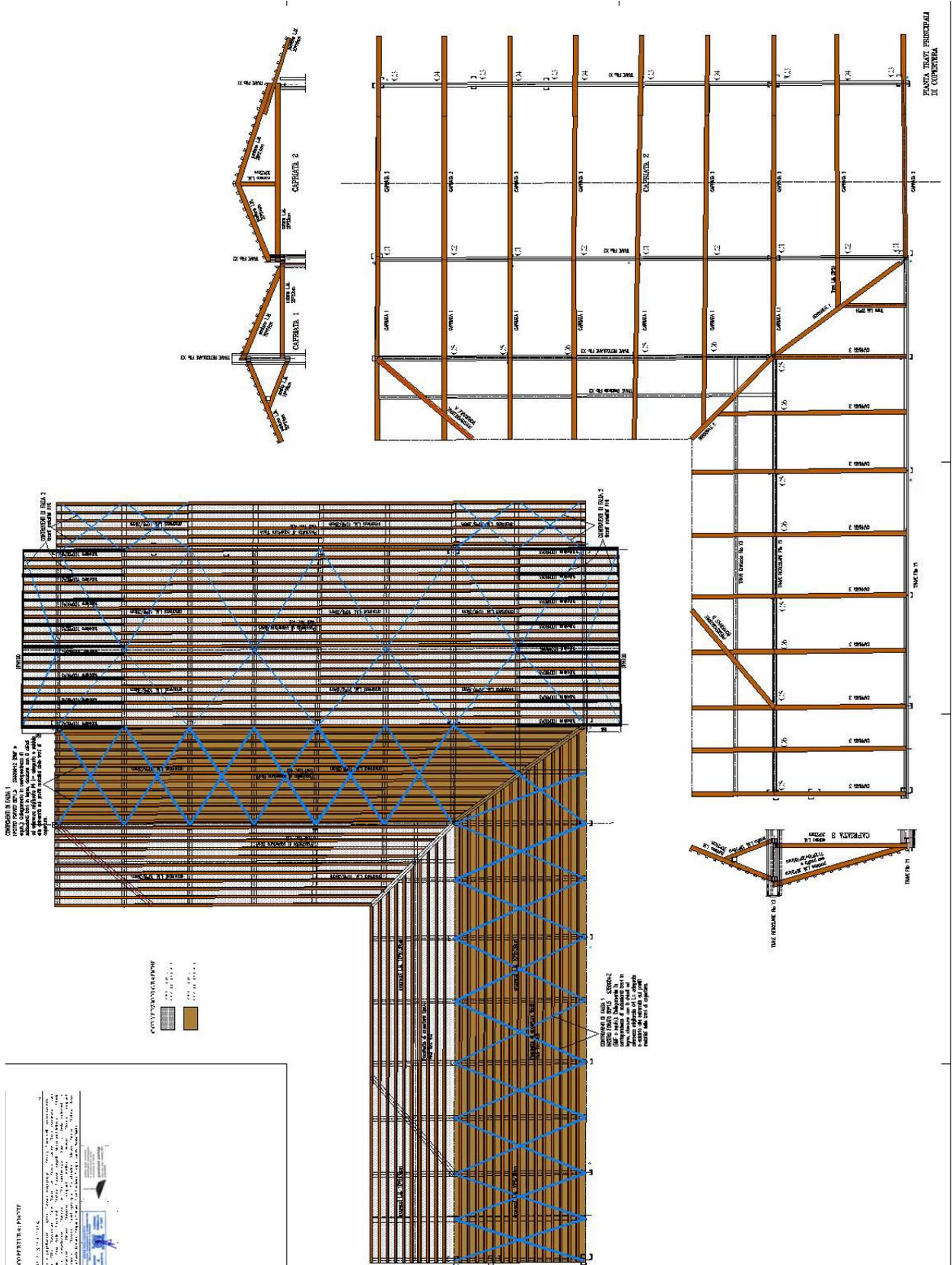
	f_{yb}	f_{yd}	f_{tb}
	[MPa]	[MPa]	[MPa]
8.8	649	519	800
10.9	900	720	1000

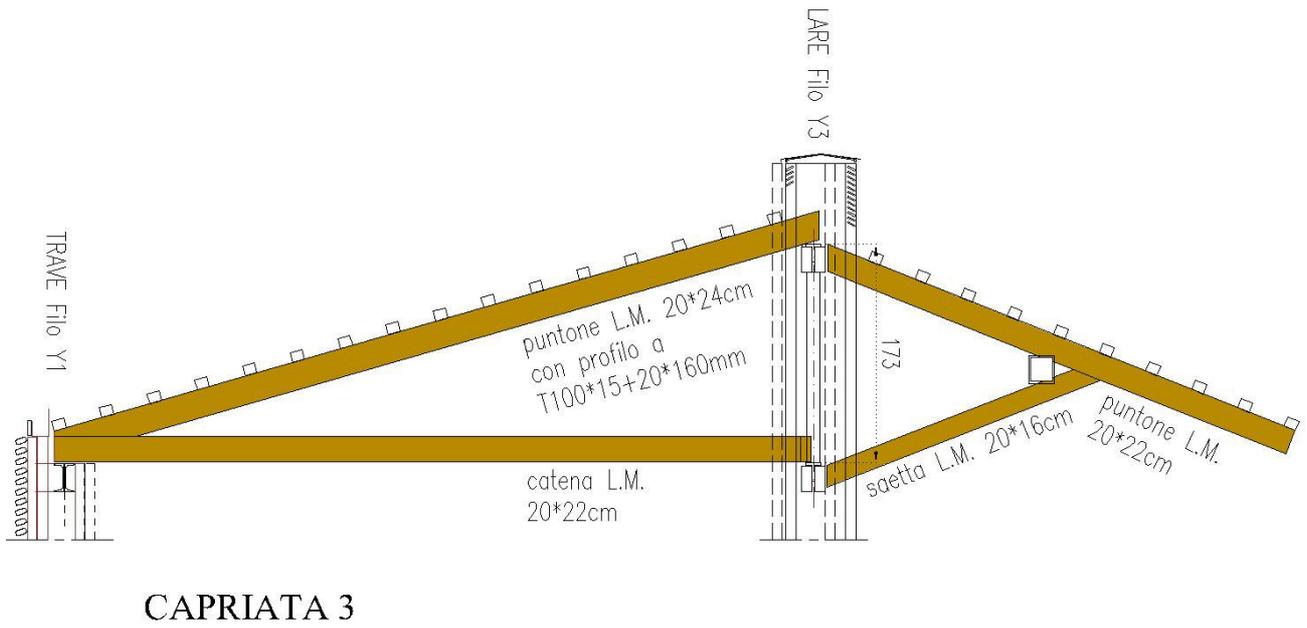
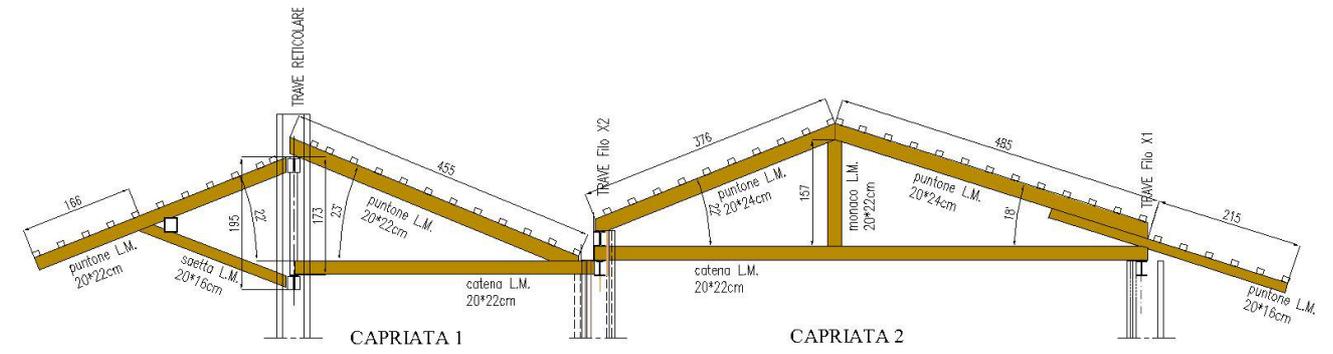
SALDATURE DI IIa CLASSE

LEGNO	MASSICCIO		LAMELLARE	
	D30	D60	GL24h (BS11)	GL28h (BS14)
$f_{m,k}$	30	60	24	28
$f_{t,0,k}$	18	36	16,5	19,5
$f_{t,90,k}$	0,6	0,6	0,4	0,45
$f_{c,0,k}$	23	32	24	26,5
$f_{c,90,k}$	8	10,5	2,7	3,0
$f_{v,k}$	3	5,3	2,7	3,2
$E_{0,m}$	10000	17000	11600	12600
$E_{0,k}$	8000	14000	9400	10200
$E_{90,m}$	640	1130	390	420
G_m	530	1060	720	780

4.- CALCOLI STRUTTURALI - COPERTURE

Nelle pagine seguenti si riportano le verifiche degli elementi di copertura





ARCARECCI Stati Limite**arcareccio
A SBALZO****Geometria**

α : angolo inclinazione	22 °
L: luce di calcolo arcarecci	290 cm
i: interasse arcarecci (proiezione)	39 cm

Materiale

Tipo:	legno massiccio	Classe: D60	γ_M : 1,50
	$f_{m,k}$: 600 daN/cm ²	$f_{v,k}$: 53 daN/cm ²	ρ_k : 700 daN/m ³
	$E_{0,mean}$: 140000 daN/cm ²	G_{mean} : 10600 daN/cm ²	

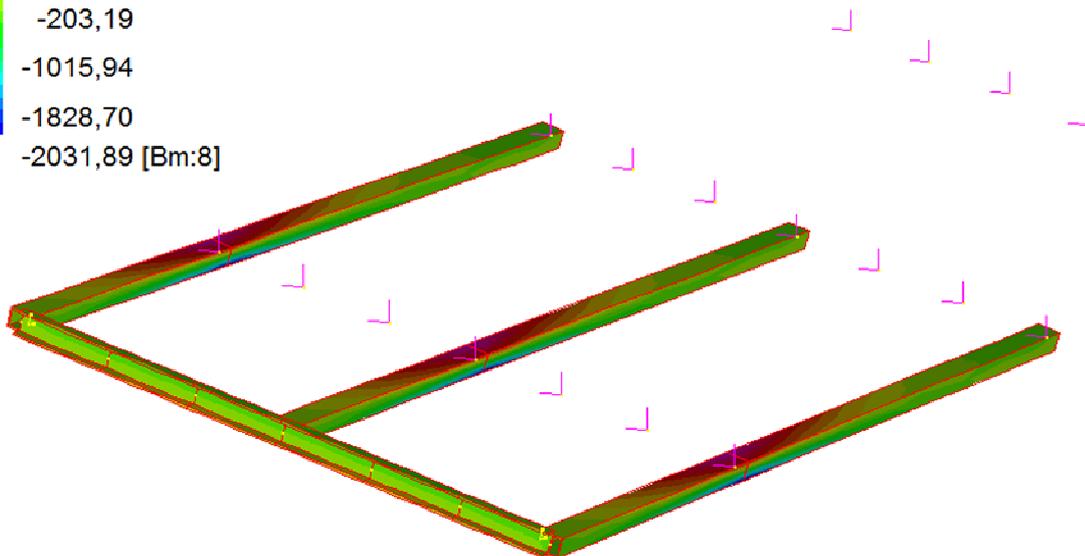
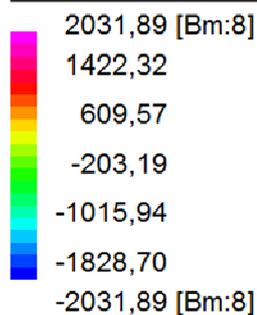
Sezione

b: base	10 cm	A:	80 cm ²
h: altezza	8 cm	W_x :	107 cm ³
		J_x :	427 cm ⁴
	χ : 1,2	W_y :	133 cm ³

Carichi SLU

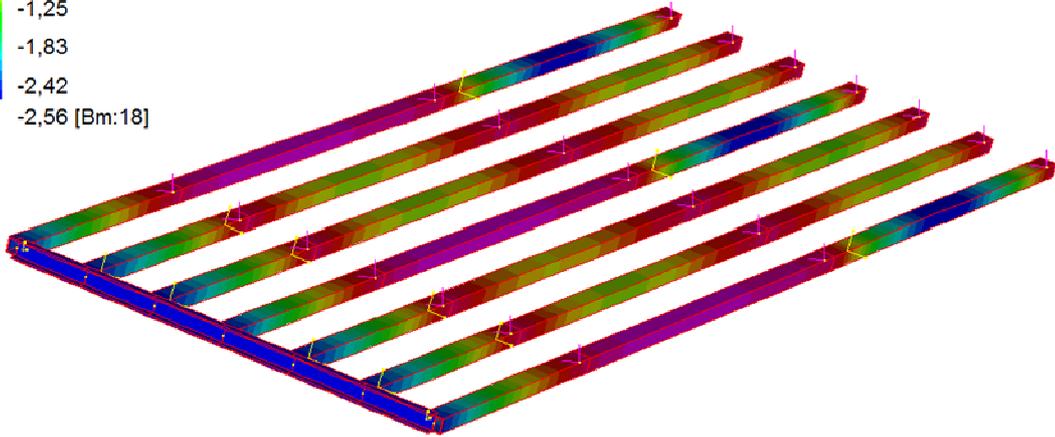
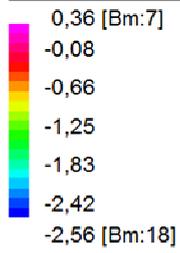
	in falda daN/m ²	proiez orizz daN/m ²		i m	daN/m
g_k : permanenti	135,0	145,6	γ_g : 1,5	0,39	85,2
pp: peso proprio		5,6 daN/m	γ_g : 1,3		7,3
variabile:	neve				
q_k : variabili		190,0	γ_q : 1,5	0,39	<u>111,2</u>
w_k : totale					<u>203,6</u>

NEVE IN PUNTA 75 daN/m

**TUTTO IL CARICO SUI
TUBOLARI 100*80*5 s450****Fibre Stress (kg/cm²)**

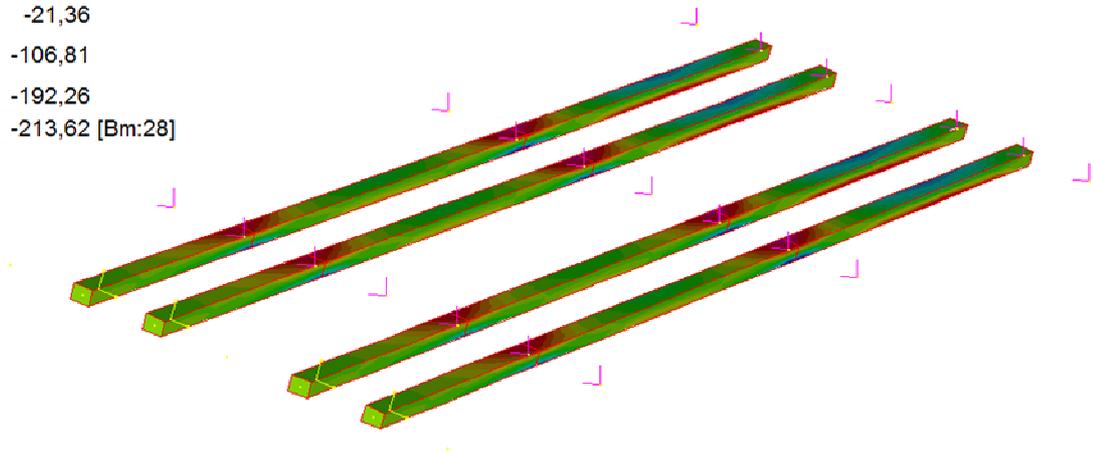
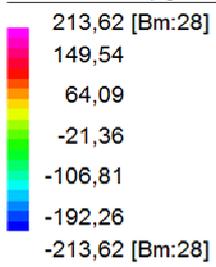
Verifiche deformazioni SLE

Beam Disp: DY (cm)



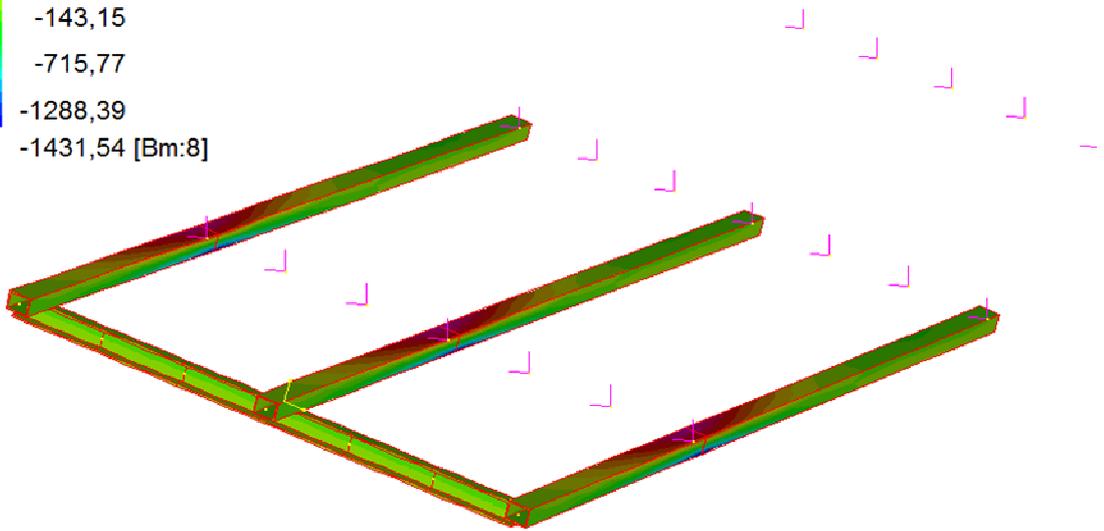
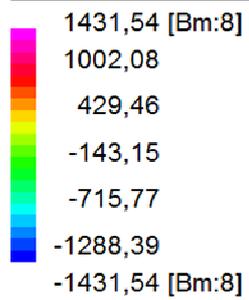
IL CARICO SUI TUBOLARI 100*80*5 s450 E SUGLI ARCARECCI

Fibre Stress (kg/cm²)



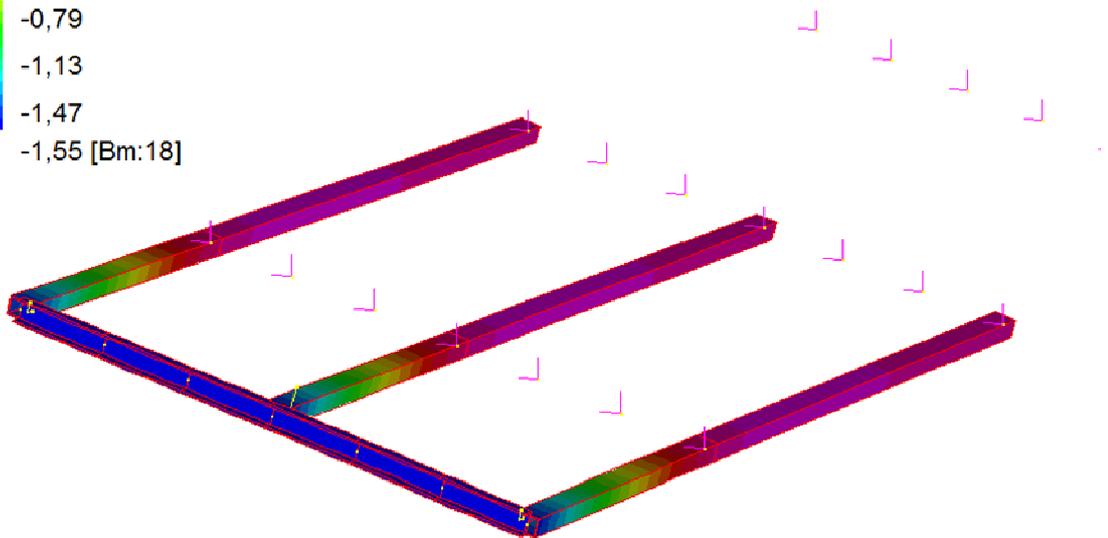
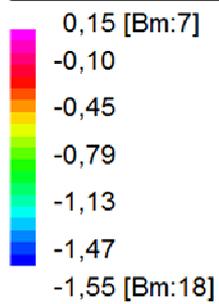
STRESS SLU ARCARECCI IN LEGNO A SBALZO

Fibre Stress (kg/cm²)



STRESS SLU ARCARECCI METALLICI A SBALZO

Beam Disp:DY (cm)



165/200=

1,65 cm

Freccia
ammissibile

PUNTONI FALDA Stati Limite

CAPRIATA 1

Geometria

α : angolo inclinazione	23 °
L_0 : luce di calcolo in proiezione	420 cm
L_{sb} : luce sbalzo in proiezione	0 cm
i : interasse puntoni	300 cm

Materiale

Tipo:	legno massiccio	Classe:	D60	γ_M :	1,50
	$f_{m,k}$: 600 daN/cm ²	$f_{v,k}$: 53 daN/cm ²	ρ_k :	700 daN/m ³	
	$E_{0,mean}$: 140000 daN/cm ²	G_{mean} : 10600 daN/cm ²			

Sezione

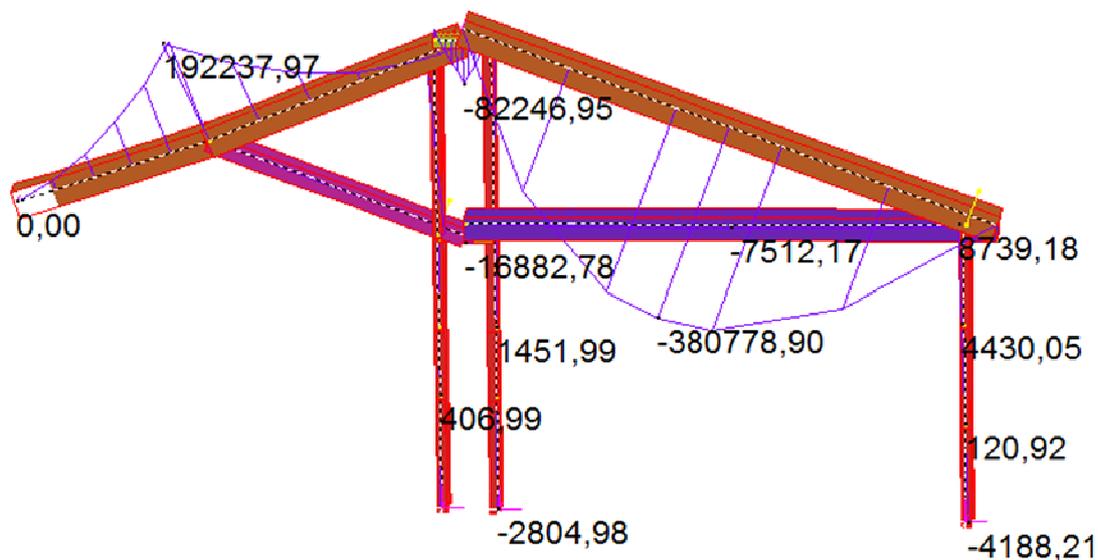
b : base	20 cm	A :	480 cm ²
h : altezza	22 cm	W_x :	1920 cm ³
		J_x :	23040 cm ⁴
	χ : 1,2		

Carichi SLU

	in falda daN/m ²	proiez orizz daN/m ²		i m	daN/m
g_k : permanenti	150,0	163,0	γ_g :	1,5	3,00
pp : peso proprio variabile:	33,6	36,5	γ_g :	1,3	47,5
q_k : variabili neve	190,0		γ_g :	1,5	3,00
w_k : totale					855,0
					1635,7
					daN
P_e : carico neve concentrato sulla lina		64,1		3,00	192,3
					daN/m
p_s : incremento sismico $0.4 \cdot (g+pp+\sum \psi_2 \cdot q_{ik})$			ψ_2 :	0,0	312,3
					neve

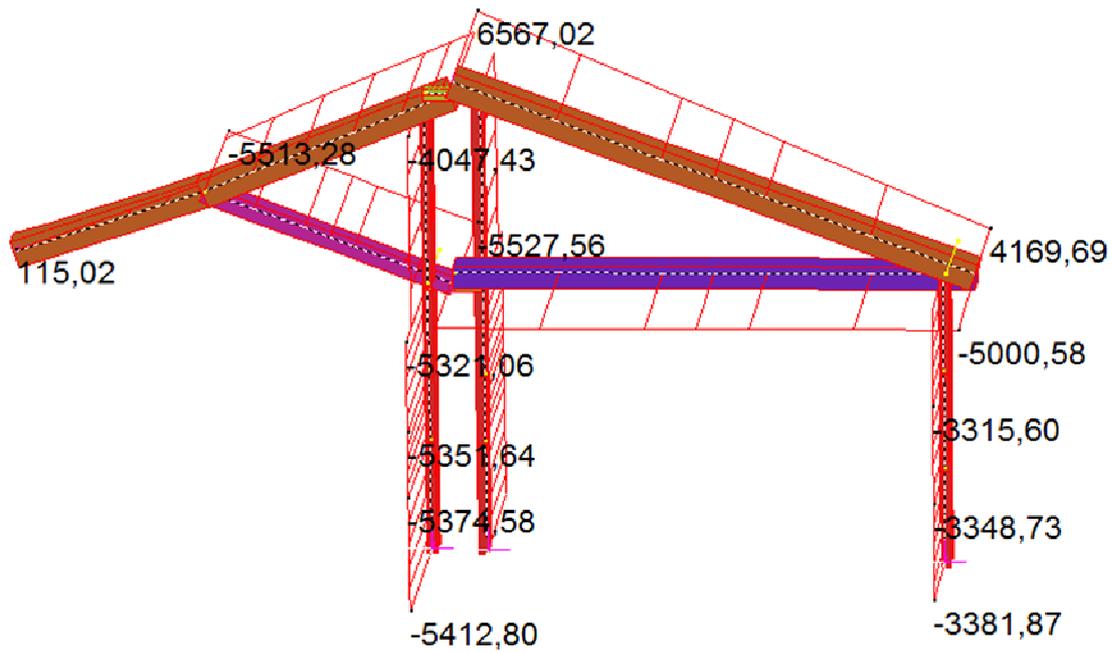
Sollecitazioni SLU

	MIN	MAX
BM1(kgf.cm)	-380778,90	192237,97
	[Bm:1913]	[Bm:1915]



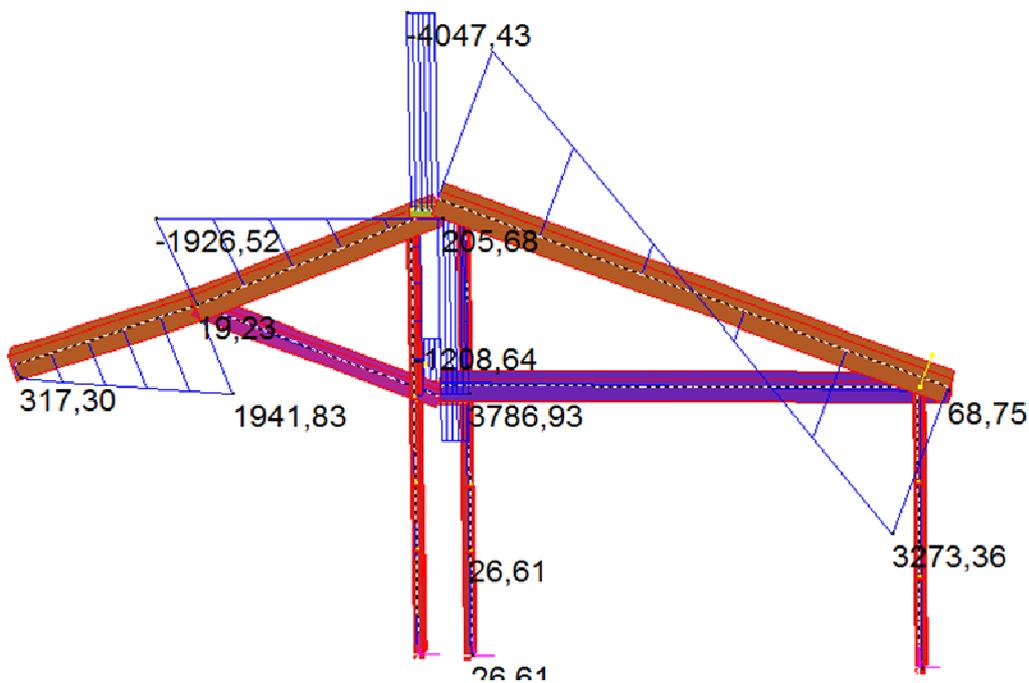
MOMENTI

	MIN	MAX
Force(kgf)	-5527,56	6567,02
	[Bm:1916]	[Bm:1913]



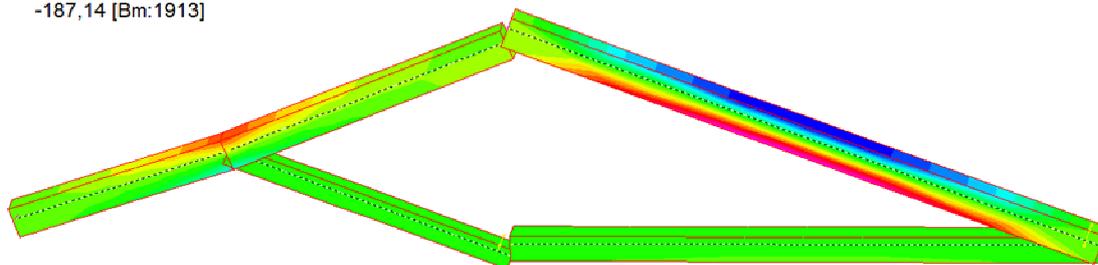
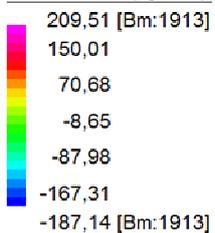
AZIONI ASSIALI

	MIN	MAX
SF1(kgf)	-4047,43	3786,93
	[Bm:1909]	[Bm:1906]



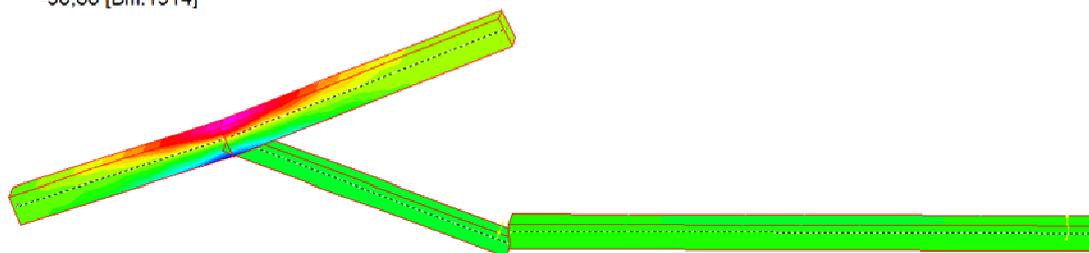
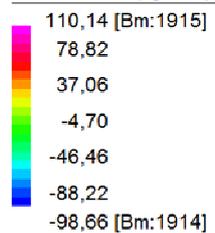
AZIONI DI TAGLIO

Fibre Stress (kg/cm²)



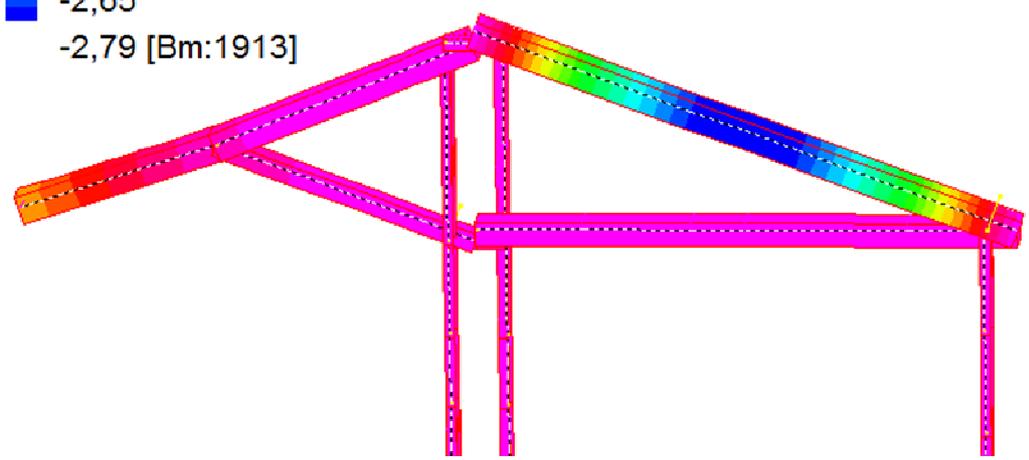
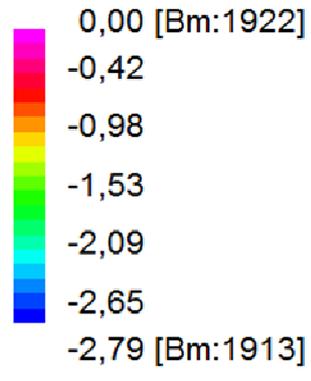
stress SLU

Fibre Stress (kg/cm²)



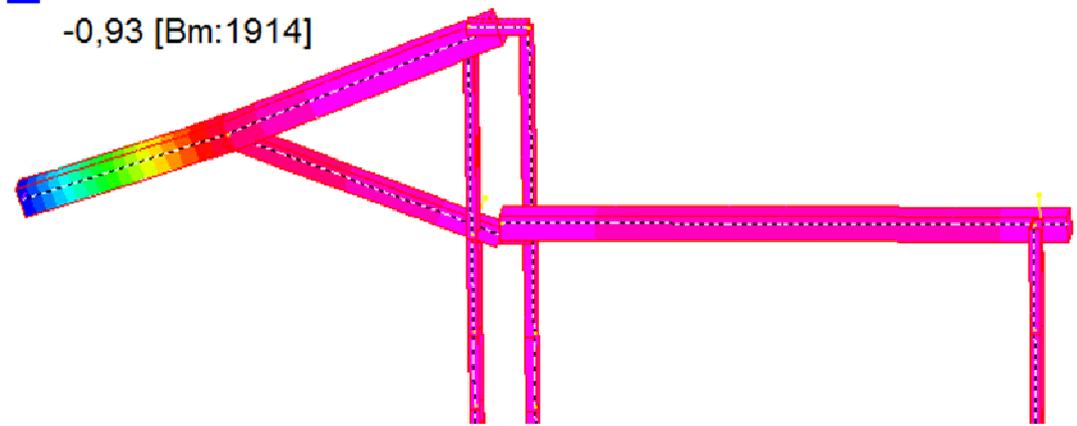
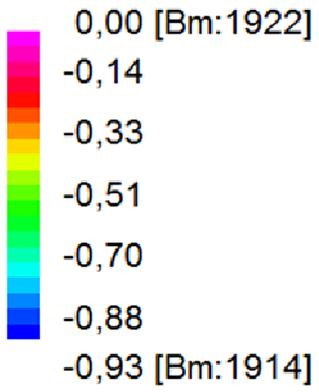
stress SLU evidenziando lo sbalzo

Beam Disp:DZ (cm)



DEFORMAZIONI VERTICALI

Beam Disp:DZ (cm)



DEFORMAZIONI VERTICALI EVIDENZIATO LO SBALZO

PUNTONI FALDA Stati Limite

CAPRIATA 2

Geometria

α : angolo inclinazione	23 °
L_0 : luce di calcolo in proiezione	420 cm
L_{sb} : luce sbalzo in proiezione	0 cm
i : interasse puntoni	300 cm

Materiale

Tipo:	legno massiccio	Classe:	D60	γ_M :	1,50
	$f_{m,k}$: 600 daN/cm ²	$f_{v,k}$:	53 daN/cm ²	ρ_k :	700 daN/m ³
	$E_{0,mean}$: 140000 daN/cm ²	G_{mean} :	10600 daN/cm ²		

Sezione

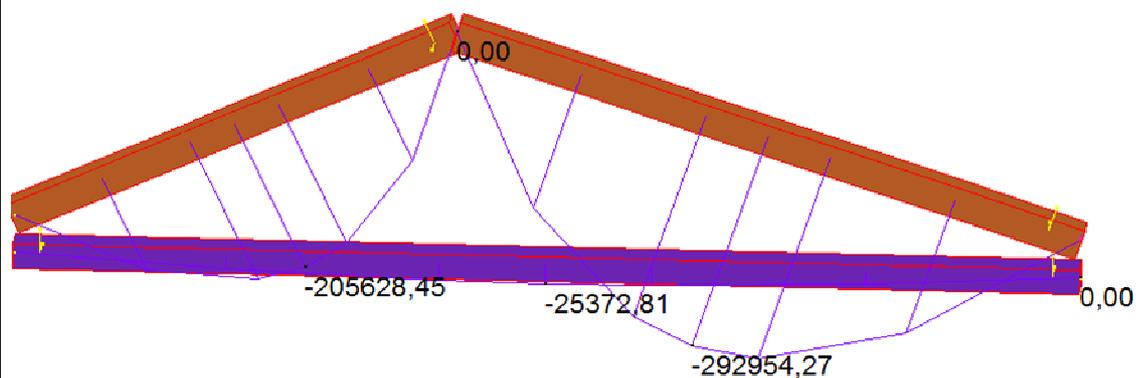
b : base	20 cm	A :	480 cm ²
h : altezza	24 cm	W_x :	1920 cm ³
		J_x :	23040 cm ⁴
	χ : 1,2		

Carichi SLU

	in falda daN/m ²	proiez orizz daN/m ²		i m	daN/m
g_k : permanenti	150,0	163,0	γ_g :	1,5	3,00
pp : peso proprio variabile:	33,6	36,5	γ_g :	1,3	47,5
Q_k : variabili	neve	190,0	γ_q :	1,5	3,00
w_k : totale					855,0
					1635,7
					daN
P_e : carico neve concentrato sulla lina		64,1		3,00	192,3
					daN/m

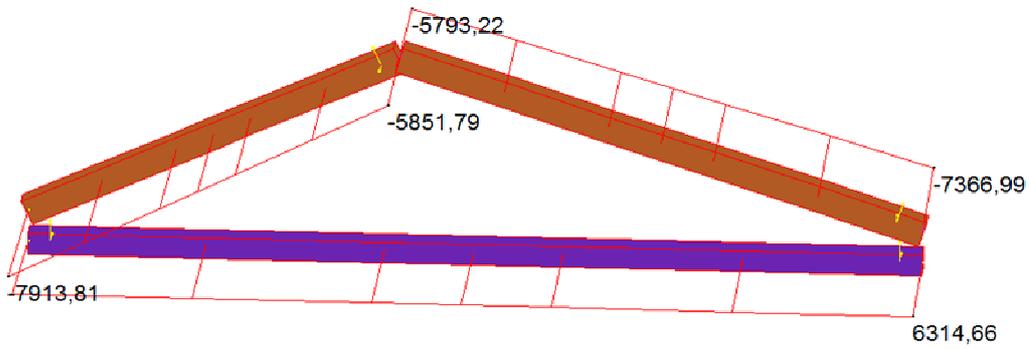
Sollecitazioni SLU

	MIN	MAX
BM1(kgf.cm)	-292954,27	0,00
	[Bm:1919]	[Bm:1919]



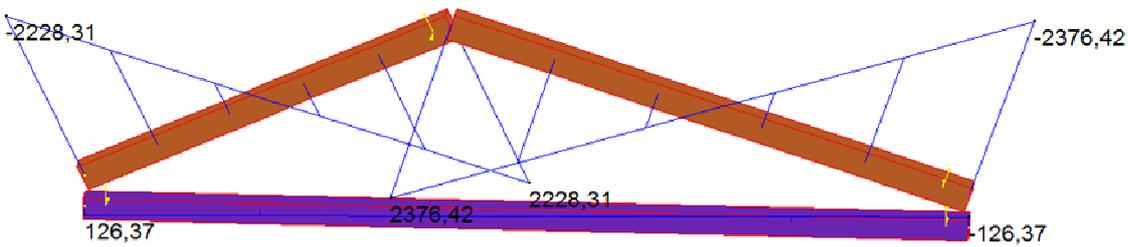
MOMENTI

	MIN	MAX
Force(kgf)	-7913,81	6314,66
	[Bm:1918]	[Bm:1917]



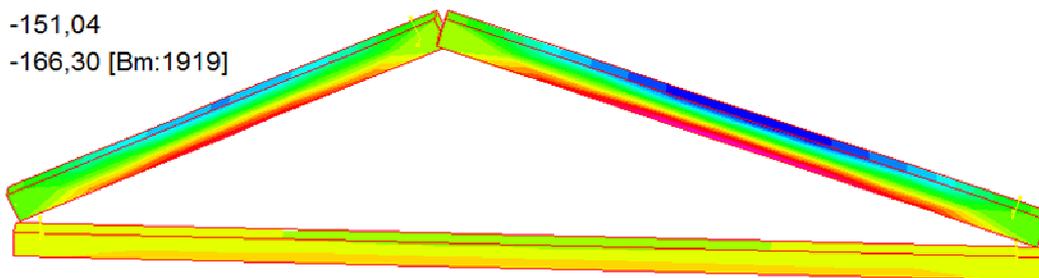
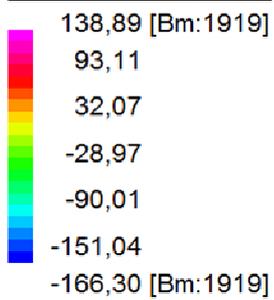
AZIONI ASSIALI

	MIN	MAX
SF1(kgf)	-2376,42	2376,42
	[Bm:1919]	[Bm:1919]



AZIONI DI TAGLIO

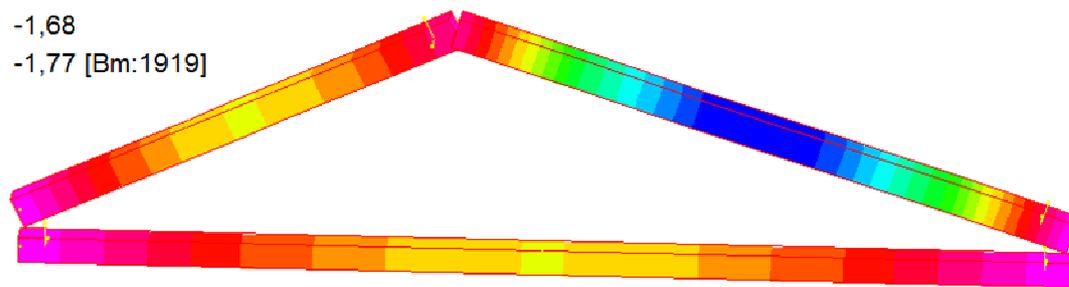
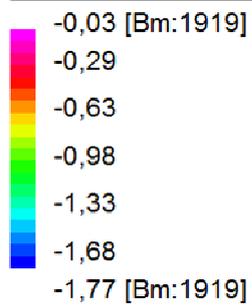
Fibre Stress (kg/cm²)



stress SLU

Verifiche deformazioni
SLE

Beam Disp:DZ (cm)



DEFORMAZIONI VERTICALI

Geometria

α : angolo inclinazione	23 °
L_0 : luce di calcolo in proiezione	420 cm
L_{sb} : luce sbalzo in proiezione	0 cm
i : interasse puntoni	300 cm

Materiale

Tipo:	legno massiccio	Classe:	D60	γ_M :	1,50
	$f_{m,k}$: 600 daN/cm ²	$f_{v,k}$: 53 daN/cm ²	ρ_k :	700 daN/m ³	
	$E_{0,mean}$: 140000 daN/cm ²	G_{mean} : 10600 daN/cm ²			

Sezione

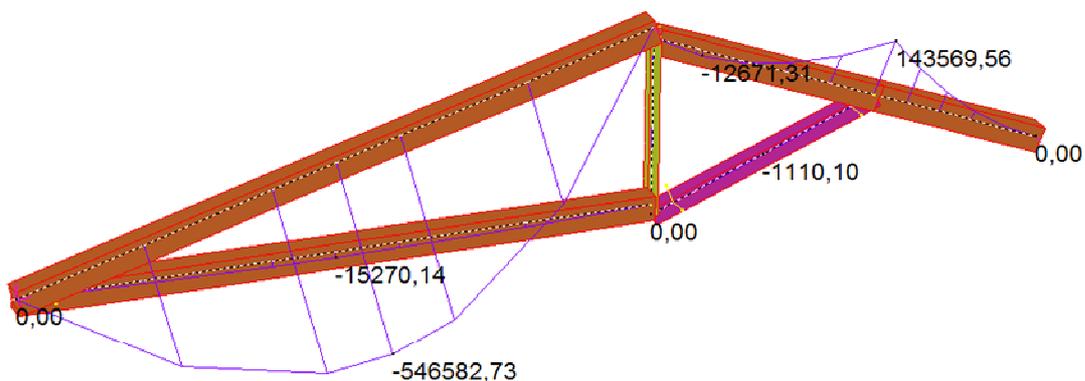
b : base	20 cm	A :	480 cm ²
h : altezza	24 cm	W_x :	1920 cm ³
		J_x :	23040 cm ⁴
	χ : 1,2		

Carichi SLU

	in falda daN/m ²	proiez orizz daN/m ²		i m	daN/m
g_k : permanenti	150,0	163,0	γ_g :	3,00	733,3
pp : peso proprio	33,6	36,5	γ_g :		47,5
variabile:	neve				
q_k : variabili		120,0	γ_q :	3,00	<u>540,0</u>
w_k : totale					1320,7
		daN/m			daN
P_e : carico neve concentrato sulla lina		64,1		3,00	192,3
					daN/m
p_s : incremento sismico $0.4 \cdot (g + pp + \sum \psi_2 \cdot q_{ik})$			ψ_2 :	#RIF!	#RIF!

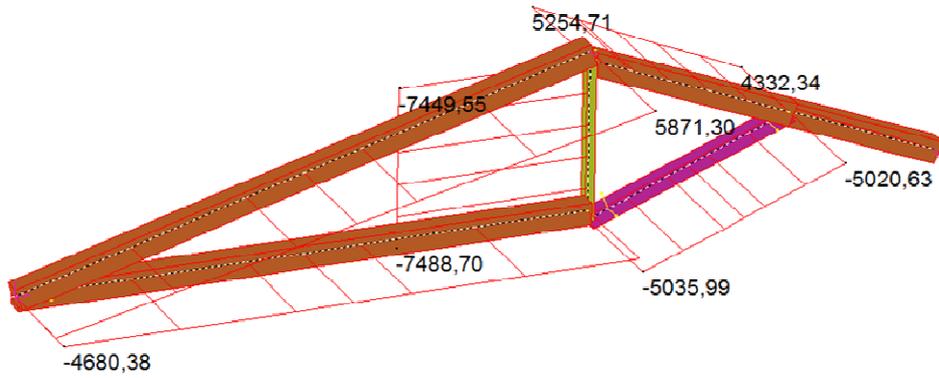
Sollecitazioni SLU

	MIN	MAX
BM1(kgf.cm)	-546582,73	143569,56
	[Bm:1944]	[Bm:1945]



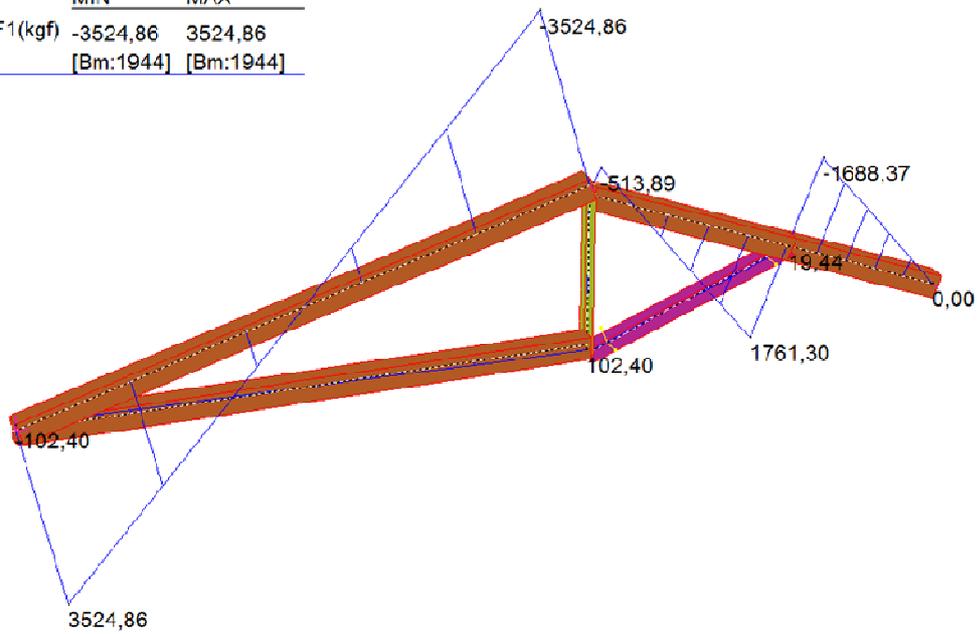
MOMENTI

	MIN	MAX
Force(kgf)	-7488,70	5871,30
	[Bm:1948]	[Bm:1944]



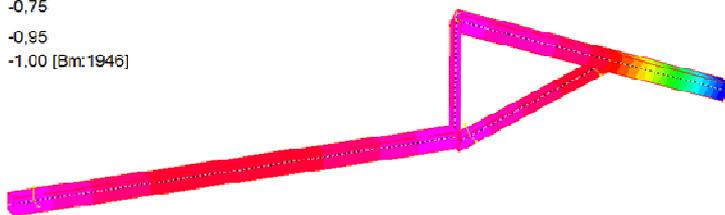
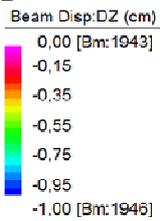
AZIONI ASSIALI

	MIN	MAX
SF1(kgf)	-3524,86	3524,86
	[Bm:1944]	[Bm:1944]



AZIONI DI TAGLIO

**Verifiche deformazioni
SLE**



DEFORMAZIONI VERTICALI EVIDENZIATO LO SBALZO

Geometria

α : angolo inclinazione	22 °
L: luce di calcolo arcarecci	290 cm
i: interasse arcarecci (proiezione)	39 cm

Materiale

Tipo: legno massiccio	Classe: D60	γ_M : 1,50
$f_{m,k}$: 600 daN/cm ²	$f_{v,k}$: 53 daN/cm ²	ρ_k : 700 daN/m ³
$E_{0,mean}$: 140000 daN/cm ²	G_{mean} : 10600 daN/cm ²	

Sezione

b: base	10 cm	A: 80 cm ²
h: altezza	8 cm	W_x : 107 cm ³
		J_x : 427 cm ⁴
		W_y : 133 cm ³
γ :	1,2	

Carichi SLU

	in falda	proiez orizz		i	
	daN/m ²	daN/m ²		m	daN/m
g_k : permanenti	135,0	145,6	γ_g : 1,5	0,39	85,2
pp: peso proprio		5,6 daN/m	γ_g : 1,3		7,3
variabile:					
q_k : variabili		190,0	γ_q : 1,5	0,39	111,2
w_k : totale					203,6

Sollecitazioni SLU

schema di calcolo:



Cl durata: **Permanente**

Cl durata: **Media**

T: taglio	$\frac{(g_k + pp) \cdot l}{2}$	134,1 daN	T: taglio	$\frac{w_k l}{2}$	295,2 daN
M_x : momento asse x	$(g_k + pp) \cdot \cos \alpha \cdot \frac{l^2}{8}$	90,1 daNm	M_v : momento vento falda	$\frac{q_{ik} \cdot i \cdot l^2}{\cos \alpha \cdot 8}$	49,1 daNm
M_y : momento asse y	$(g_k + pp) \cdot \sin \alpha \cdot \frac{l^2}{8}$	36,4 daNm	M_x : momento asse x	$M_v + w_k \cdot \cos \alpha \cdot \frac{l^2}{8}$	247,6 daNm
			M_y : momento asse y	$w_k \cdot \sin \alpha \cdot \frac{l^2}{8}$	80,2 daNm

Verifiche tensioni SLU

sollecitazioni massime:

tensioni massime:

	T	M_x	M_y	$\sigma_{xd}^{SLU} : \frac{M_{max}}{W_x}$	$\sigma_{yd}^{SLU} : \frac{M_{max}}{W_y}$	$\tau_{//d}^{SLU} : \frac{3}{2} \cdot \frac{T_{max}}{A}$
Cl durata:	daN	daNm	daNm	daN/cm ²	daN/cm ²	daN/cm ²
Permanente	134,1	90,1	36,4	84,5	27,3	2,5
Media	295,2	247,6	80,2	232,1	60,1	5,5

verifiche:

Sezione: rettangolare		$f_d : k_{mod} \cdot \frac{f_k}{\gamma_M}$					
k_m : 0,7		$f_{m,d}$	$f_{v,d}$	$\frac{\sigma_{x,d}}{f_{m,d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{y,d}}{f_{m,d}}$	$k_m \cdot \frac{\sigma_{x,d}}{f_{m,d}} + \frac{\sigma_{y,d}}{f_{m,d}}$	$\frac{\tau_{//d}}{f_{v,d}}$	
Cl durata: Cl servizio	k_{mod} :	daN/cm ²	daN/cm ²				
Permanente	2	0,6	240,0	21,2	0,4	0,4	< 1
Media	2	0,8	320,0	28,3	0,9	0,7	< 1

Carichi SLE					
	in falda	proiez orizz		<i>i</i>	
	daN/m ²	daN/m ²		m	daN/m
g_k : permanenti	135,0	145,6	γ_g : 1,0	0,39	56,8
pp : peso proprio		5,6	γ_g : 1,0		5,6
variabile: neve					
Q_k : variabile cmb rara		190,0	γ_Q : 1,0	0,39	74,1
w_k : totale					136,5

Verifiche deformazioni SLE					
<i>istantanea permanente:</i>					
carico distribuito:	$\left(\frac{5}{384} \frac{l^4}{EI} + \alpha \frac{l^2}{8GA} \right) \{ 6,8+5,6 \}$				cm
$U_{G \text{ ist}}$:					0,97 → 1/299
<i>istantanea variabile:</i>					
carico distribuito:	$\left(\frac{5}{384} \frac{l^4}{EI} + \alpha \frac{l^2}{8GA} \right) \{ 1 \}$				
$U_{Q \text{ ist}}$: cmb rara					1,15 → 1/251
Cl servizio	2	k_{def} :	0,7	ψ_2 :	0,1
<i>differita permanente:</i>					
$U_{G \text{ dif}}$:	$k_{\text{def}} \cdot u_{G \text{ ist}}$: 0,7 x 0,97 :				0,68
<i>differita variabile:</i>					
$U_{Q \text{ dif}}$ cmb rara:	$\psi_2 \cdot k_{\text{def}} \cdot u_{Q \text{ ist}}$: 0,1 x 0,7 x 1,15 :				0,08
<i>freccia istantanea variabile:</i>					
	$U_{Q \text{ ist}}$:	1,15	<	1,45	cm
		↓			
		1/251	<	1/200	
<i>freccia finale variabile:</i>					
	$U_{Q \text{ fin}} = U_{Q \text{ ist}} + U_{Q \text{ dif}}$:	1,23	<	1,45	cm
		↓			
		1/235	<	1/200	
<i>freccia finale totale:</i>					
	$U_{T \text{ fin}} = U_{G \text{ ist}} + U_{Q \text{ ist}} + U_{G \text{ dif}} + U_{Q \text{ dif}}$:	2,89	<	2,90	cm
		↓			
		1/101	<	1/100	

ARCARECCI Stati Limite

arcareccio doppia campata

Geometria

α : angolo inclinazione	22 °
L: luce di calcolo arcarecci	290 cm
i: interasse arcarecci (proiezione)	39 cm

Materiale			
Tipo: legno massiccio	Classe: D60	γ_M : 1,50	
$f_{m,k}$: 600 daN/cm ²	$f_{v,k}$: 53 daN/cm ²	ρ_k : 700 daN/m ³	
$E_{0,mean}$: 140000 daN/cm ²	G_{mean} : 10600 daN/cm ²		

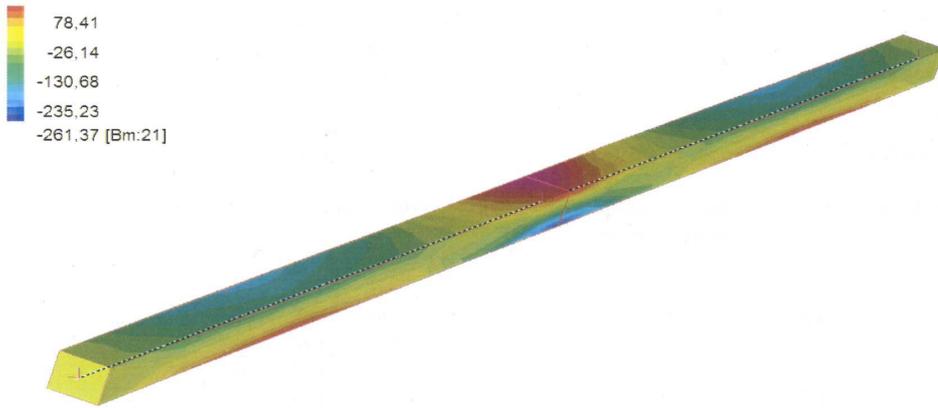
Sezione			
b: base	10 cm	A:	80 cm ²
h: altezza	8 cm	W_x :	107 cm ³
		J_x :	427 cm ⁴
		W_y :	133 cm ³
χ :	1,2		

Carichi SLU					
	in falda	proiez orizz		i	
	daN/m ²	daN/m ²		m	daN/m
g_k : permanenti	135,0	145,6	γ_g : 1,5	0,39	85,2
pp: peso proprio		5,6 daN/m	γ_g : 1,3		7,3
variabile:	neve				
q_k : variabili	190,0		γ_q : 1,5	0,39	111,2
W_k : totale					203,6

Sollecitazioni SLU					
schema di calcolo:					
Cl durata: Permanente			Cl durata: Media		
T: taglio	$\frac{(g_k + pp) \cdot l}{2}$	134,1 daN	T: taglio	$\frac{w_k l}{2}$	295,2 daN
M_x : momento asse x	$(g_k + pp) \cdot \cos \alpha \cdot \frac{l^2}{8}$	90,1 daNm	M_v : momento vento falda	$\frac{q_{fk} \cdot i \cdot l^2}{\cos \alpha \cdot 8}$	49,1 daNm
M_y : momento asse y	$(g_k + pp) \cdot \sin \alpha \cdot \frac{l^2}{8}$	36,4 daNm	M_x : momento asse x	$M_v + w_k \cdot \cos \alpha \cdot \frac{l^2}{8}$	247,6 daNm
			M_y : momento asse y	$w_k \cdot \sin \alpha \cdot \frac{l^2}{8}$	80,2 daNm

Verifiche tensioni SLU				tensioni massime:			
sollecitazioni massime:				$\sigma_{xd}^{SLU} : \frac{M_{max}}{W_x}$	$\sigma_{yd}^{SLU} : \frac{M_{max}}{W_y}$	$\tau_{//d}^{SLU} : \frac{3}{2} \cdot \frac{T_{max}}{A}$	
	T	M_x	M_y	daN/cm ²	daN/cm ²	daN/cm ²	
Cl durata:	daN	daNm	daNm				
Permanente	134,1	90,1	36,4	84,5	27,3	2,5	
Media	295,2	247,6	80,2	232,1	60,1	5,5	
verifiche:							
Sezione: rettangolare				$f_d : k_{mod} \frac{f_k}{\gamma_M}$			
k_m : 0,7				$f_{m,d}$	$f_{v,d}$		
Cl durata:	Cl servizio	k_{mod} :	daN/cm ²	daN/cm ²	$\frac{\sigma_{x,d} + k_m \cdot \sigma_{y,d}}{f_{m,d}}$	$k_m \cdot \frac{\sigma_{x,d} + \sigma_{y,d}}{f_{m,d}}$	$\frac{\tau_{//d}}{f_{v,d}}$
Permanente	2	0,6	240,0	21,2	0,4	0,4	< 1
Media	2	0,8	320,0	28,3	0,9	0,7	< 1

Fibre Stress (kg/cm²)
 261.37 [Bm:21]
 182.96

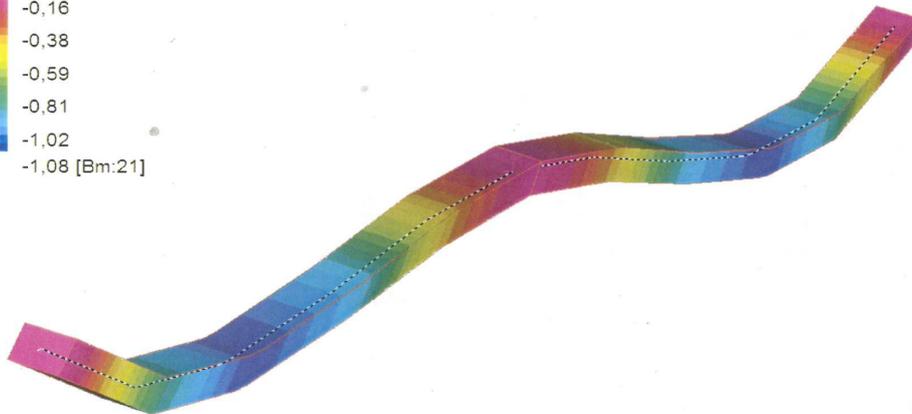
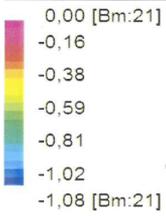


Carichi SLE

	in falda daN/m ²	proiez orizz daN/m ²		<i>i</i> m	daN/m
g_k : permanenti	135,0	145,6	γ_g : 1,0	0,39	56,8
pp : peso proprio		5,6 daN/m	γ_g : 1,0		5,6
variabile: neve					
q_k : variabile cmb rara		190,0	γ_q : 1,0	0,39	74,1
W_k : totale					136,5

Verifiche deformazioni SLE

Beam Disp: DY (cm)



300/200=

1,50 cm
1,08 cm

freccia ammissibile
freccia di calcolo

OK VERIFICATO

Geometria

α : angolo inclinazione	23 °
L_0 : luce di calcolo in proiezione	410 cm
L_{sb} : luce sbalzo in proiezione	0 cm
i : interasse puntoni	280 cm

Materiale

Tipo: legno massiccio	Classe: D60	γ_M : 1,50
$f_{m,k}$: 600 daN/cm ²	$f_{v,k}$: 53 daN/cm ²	ρ_k : 700 daN/m ³
$E_{0,mean}$: 140000 daN/cm ²	G_{mean} : 10600 daN/cm ²	

Sezione

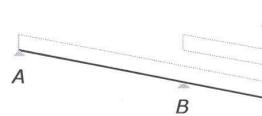
b : base	20 cm	A : 440 cm ²
h : altezza	22 cm	W_x : 1613 cm ³
		J_x : 17747 cm ⁴
	γ : 1,2	

Carichi SLU

	in falda daN/m ²	proiez orizz daN/m ²		i m	daN/m
g_k : permanenti	150,0	163,0	γ_g : 1,5	2,80	684,4
pp : peso proprio	30,8	33,5	γ_g : 1,3		43,5
variabile: q_k : variabili	neve	190,0	γ_q : 1,5	2,80	798,0
w_k : totale					1525,9
P_e : carico neve concentrato sulla lina		daN/m 64,1		2,80	179,5
p_s : incremento sismico $0.4 \cdot (g + pp + \sum \psi_2 \cdot q_{ik})$		neve ψ_2 : 0,1			312,4

Sollecitazioni SLU

schema di calcolo:



appoggio:

Cl durata: **Permanente**

M_1 :	$\frac{1}{2} \cdot (g_k + pp) \cdot L_{sb}^2 + P_e \cdot L_{sb}$	daNm	0,0
M_2 :	$\frac{1}{2} \cdot (g_k + pp + p_s) \cdot L_{sb}^2$	0,0	
M_3 :	$\frac{1}{2} \cdot (g_k + pp - p_s) \cdot L_{sb}^2$	0,0	
M_4 :	$\frac{1}{2} \cdot (g_k + pp) \cdot L_{sb}^2$	0,0	

R_A :	R_B :
daN	daN
1492,2	1671,7
1492,2	1492,2
1492,2	1492,2

Cl durata: **Media**

M_1 :	$\frac{1}{2} \cdot w_k \cdot L_{sb}^2 + P_e \cdot L_{sb}$	daNm	0,0
M_2 :	$\frac{1}{2} \cdot (w_k + p_s) \cdot L_{sb}^2$	0,0	
M_3 :	$\frac{1}{2} \cdot (w_k - p_s) \cdot L_{sb}^2$	0,0	
M_4 :	$\frac{1}{2} \cdot w_k \cdot L_{sb}^2$	0,0	

R_A :	R_B :
daN	daN
3128,1	3307,6
3128,1	3128,1
3128,1	3128,1

campata:

Cl durata: **Permanente**

M_{3max} :	$V_{3A} \cdot x_3 - \frac{(g_k + pp) \cdot x_3^2}{2}$	daNm	1529,5
M_{max} : senza sbalzo	$\frac{1}{8} \cdot (g_k + pp) \cdot L_0^2$	1529,5	
T_{max} : senza sbalzo	$\frac{1}{2} \cdot (g_k + pp) \cdot L_0$	1492,2 daN	

V_{3A} :	V_{3B} :
1492,2 daN	1492,2 daN

$x_3(T=0): \frac{V_{3A}}{q} = 2,1 \text{ m}$

Cl durata: **Media**

M_{3max} :	$V_{3A} \cdot x_3 - \frac{w_k \cdot x_3^2}{2}$	daNm	3206,3
M_{max} : senza sbalzo	$\frac{1}{8} \cdot w_k \cdot L_0^2$	3206,3	
T_{max} : senza sbalzo	$\frac{1}{2} \cdot w_k \cdot L_0$	3128,1 daN	

V_{3A} :	V_{3B} :
3128,1 daN	3128,1 daN

$x_3(T=0): \frac{V_{3A}}{q} = 2,1 \text{ m}$

Verifiche tensioni SLU

sollecitazioni massime:

tensioni massime:

	M_{max}	T_{max}	$\sigma_{fd}^{SLU} : \frac{M_{max}}{W_x}$	$\tau_{fd}^{SLU} : \frac{3}{2} \cdot \frac{T_{max}}{A}$
Cl durata :	daNm	daN	daN/cm ²	daN/cm ²
Permanente	1529,5	1492,2	94,8	5,1
Media	3206,3	3128,1	198,7	10,7

verifiche:

Cl durata :	Cl servizio :	k_{mod} :	$f_{m,d} : k_{mod} \cdot \frac{f_k}{\gamma_M}$	$f_{v,d} :$	$\frac{\sigma_{r,d}}{f_{m,d}}$	$\frac{\tau_{r,d}}{f_{v,d}}$
Permanente	2	0,6	240,0 daN/cm ²	21,2 daN/cm ²	0,4	0,2
Media	2	0,8	320,0 daN/cm ²	28,3 daN/cm ²	0,6	0,4

Carichi SLE

	in falda daN/m ²	proiez orizz daN/m ²		i m	p daN/m
g_k : permanenti	150,0	163,0	γ_g : 1,0	2,80	456,3
pp: peso proprio	30,8	33,5	γ_g : 1,0		33,5
variabile: neve					
Q_k : variabile cmb rara		190,0	γ_Q : 1,0	2,80	532,0
W_k : totale					1021,7

Verifiche deformazioni SLE

istantanea permanente:

carico distribuito:

$$u_{G \text{ ist}} : \left(\frac{5}{384} \cdot \frac{l^4}{EJ} + x \cdot \frac{l^2}{8GA} \right) \cdot (456,3 + 33,5) : \quad \begin{matrix} \text{cm} \\ 0,75 \end{matrix} \rightarrow 1/545$$

istantanea variabile:

carico distribuito:

$$u_{Q \text{ ist}} : \text{cmb rara} \left(\frac{5}{384} \cdot \frac{l^4}{EJ} + x \cdot \frac{l^2}{8GA} \right) \cdot 532 : \quad \begin{matrix} \text{cm} \\ 0,82 \end{matrix} \rightarrow 1/502$$

$$Cl \text{ servizio} : \quad \mathbf{2} \quad k_{def} : \quad \mathbf{0,8} \quad \psi_2 : \quad \mathbf{0,1}$$

differita permanente:

$$u_{G \text{ dif}} : \quad k_{def} \cdot u_{G \text{ ist}} : \quad 0,8 \times 0,75 : \quad \begin{matrix} \text{cm} \\ 0,60 \end{matrix}$$

differita variabile:

$$u_{Q \text{ dif cmb rara}} : \quad \psi_2 \cdot k_{def} \cdot u_{Q \text{ ist}} : \quad 0,1 \times 0,8 \times 0,82 : \quad \begin{matrix} \text{cm} \\ 0,07 \end{matrix}$$

freccia istantanea variabile:

$$u_{Q \text{ ist}} : \quad \mathbf{0,82} < \mathbf{1,37} \text{ cm}$$

$$\downarrow$$

$$1/502 < 1/300$$

freccia finale variabile:

$$I_{Q \text{ fin}} : u_{Q \text{ ist}} + u_{Q \text{ dif}} : \quad \mathbf{0,88} < \mathbf{2,05} \text{ cm}$$

$$\downarrow$$

$$1/465 < 1/200$$

Geometria

α : angolo inclinazione	18 °
L_0 : luce di calcolo in proiezione	450 cm
L_{sb} : luce sbalzo in proiezione	0 cm
i : interasse puntoni	300 cm

Materiale

Tipo: legno massiccio	Classe: D60	γ_M : 1,50
$f_{m,k}$: 600 daN/cm ²	$f_{v,k}$: 53 daN/cm ²	ρ_k : 700 daN/m ³
$E_{0,mean}$: 140000 daN/cm ²	G_{mean} : 10600 daN/cm ²	

Sezione

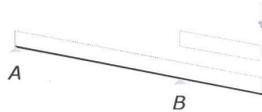
b : base	20 cm	A : 480 cm ²
h : altezza	24 cm	W_x : 1920 cm ³
		J_x : 23040 cm ⁴
γ :	1,2	

Carichi SLU

	in falda daN/m ²	proiez orizz daN/m ²		i m	daN/m
g_k : permanenti	150,0	157,7	γ_g :	1,5	3,00 709,7
pp : peso proprio	33,6	35,3	γ_g :	1,3	45,9
variabile:	neve				
q_k : variabili		120,0	γ_q :	1,5	3,00 540,0
w_k : totale					1295,7
P_e : carico neve concentrato sulla lina		64,1		3,00	192,3
p_s : incremento sismico $0.4 \cdot (g+pp+\sum \psi_2 \cdot q_{ik})$			neve		316,7
			ψ_2 :	0,1	

Sollecitazioni SLU

schema di calcolo:



appoggio:

Cl durata: **Permanente**

M_1 :	$\frac{1}{2} \cdot (g_k + pp) \cdot L_{sb}^2 + P_e \cdot L_{sb}$	daNm	0,0
M_2 :	$\frac{1}{2} \cdot (g_k + pp + p_s) \cdot L_{sb}^2$	daNm	0,0
M_3 :	$\frac{1}{2} \cdot (g_k + pp - p_s) \cdot L_{sb}^2$	daNm	0,0
M_4 :	$\frac{1}{2} \cdot (g_k + pp) \cdot L_{sb}^2$	daNm	0,0
R_A :		daN	1700,2
R_B :		daN	1892,5
		daN	1700,2
		daN	1700,2

Cl durata: **Media**

M_1 :	$\frac{1}{2} \cdot w_k \cdot L_{sb}^2 + P_e \cdot L_{sb}$	daNm	0,0
M_2 :	$\frac{1}{2} \cdot (w_k + p_s) \cdot L_{sb}^2$	daNm	0,0
M_3 :	$\frac{1}{2} \cdot (w_k - p_s) \cdot L_{sb}^2$	daNm	0,0
M_4 :	$\frac{1}{2} \cdot w_k \cdot L_{sb}^2$	daNm	0,0
R_A :		daN	2915,2
R_B :		daN	3107,5
		daN	2915,2
		daN	2915,2

campata:

Cl durata: **Permanente**

M_{3max} :	$V_{3A} \cdot x_3 - \frac{(g_k + pp) \cdot x_3^2}{2}$	daNm	1912,8
M_{max} : senza sbalzo	$\frac{1}{8} \cdot (g_k + pp) \cdot L_0^2$	daNm	1912,8
T_{max} : senza sbalzo	$\frac{1}{2} \cdot (g_k + pp) \cdot L_0$	daN	1700,2
V_{3A} :		daN	1700,2
V_{3B} :		daN	1700,2
$x_3(T=0)$: $\frac{V_{3A}}{q}$	2,3	m	

Cl durata: **Media**

M_{3max} :	$V_{3A} \cdot x_3 - \frac{w_k \cdot x_3^2}{2}$	daNm	3279,7
M_{max} : senza sbalzo	$\frac{1}{8} \cdot w_k \cdot L_0^2$	daNm	3279,7
T_{max} : senza sbalzo	$\frac{1}{2} \cdot w_k \cdot L_0$	daN	2915,2
V_{3A} :		daN	2915,2
V_{3B} :		daN	2915,2
$x_3(T=0)$: $\frac{V_{3A}}{q}$	2,3	m	

Verifiche tensioni SLU

sollecitazioni massime:

tensioni massime:

	M_{max}	T_{max}	$\sigma_{fd}^{SLU} : \frac{M_{max}}{W_x}$	$\tau_{fd}^{SLU} : \frac{3}{2} \cdot \frac{T_{max}}{A}$
Cl durata :	daNm	daN	daN/cm ²	daN/cm ²
Permanente	1912,8	1700,2	99,6	5,3
Media	3279,7	2915,2	170,8	9,1

verifiche:

Cl durata :	Cl servizio:	k_{mod}	$f_{m,d} : k_{mod} \frac{f_k}{\gamma_M}$	$f_{v,d} :$	$\frac{\sigma_{f,d}}{f_{m,d}}$	$\frac{\tau_{f,d}}{f_{v,d}}$		
Permanente	2	0,6	240,0	21,2	0,4	0,3	< 1	< 1
Media	2	0,8	320,0	28,3	0,5	0,3	< 1	< 1

Carichi SLE

	in falda daN/m ²	proiez orizz daN/m ²		i m	p daN/m
g_k : permanenti	150,0	157,7	γ_g : 1,0	3,00	473,2
pp : peso proprio	33,6	35,3	γ_g : 1,0		35,3
variabile: neve					
q_k : variabile cmb rara		120,0	γ_q : 1,0	3,00	360,0
w_k : totale					868,5

Verifiche deformazioni SLE

istantanea permanente:

carico distribuito:
 $U_{G \text{ ist}} : \left(\frac{5}{384} \frac{l^4}{EJ} + x \cdot \frac{l^2}{8GA} \right) \cdot (473,2 + 35,3) :$ cm → 1/516
 0,87

istantanea variabile:

carico distribuito:
 $U_{Q \text{ ist}} : \text{cmb rara} \left(\frac{5}{384} \frac{l^4}{EJ} + x \cdot \frac{l^2}{8GA} \right) \cdot 360 :$ cm → 1/729
 0,62

Cl servizio : **2** k_{def} : **0,8** ψ_2 : **0,1**

differita permanente:

$U_{G \text{ dif}} : k_{def} \cdot u_{G \text{ ist}} : 0,8 \times 0,87 :$ cm
 0,70

differita variabile:

$U_{Q \text{ dif}} \text{ cmb rara} : \psi_2 \cdot k_{def} \cdot u_{Q \text{ ist}} : 0,1 \times 0,8 \times 0,62 :$ cm
 0,05

freccia istantanea variabile:

$u_{Q \text{ ist}} : 0,62 < 1,50$ cm

↓
 1/729 < 1/300

freccia finale variabile:

$U_{Q \text{ fin}} : u_{Q \text{ ist}} + u_{Q \text{ dif}} : 0,67 < 2,25$ cm

↓
 1/675 < 1/200

freccia finale totale:

$U_{T \text{ fin}} : U_{G \text{ ist}} + u_{Q \text{ ist}} + u_{G \text{ dif}} + u_{Q \text{ dif}} : 2,24 < 2,25$ cm

↓
 1/201 < 1/200

Geometria α : angolo inclinazione falda**18 °**

l: luce di calcolo sbalzo

210 cm

i: area influenza in proiezione

300 cm**Materiale**Tipo: **legno massiccio**Classe: **D60** γ_M : **1,50**
 $f_{m,k}$: **600** daN/cm² $f_{v,k}$: **53** daN/cm² ρ_k : **700** daN/m³
 $E_{0,mean}$: **140000** daN/cm² G_{mean} : **10600** daN/cm²
Sezione

b: base

20 cmA: **320** cm²

h: altezza

16 cm W_x : **853** cm³ J_x : **6827** cm⁴ γ : **1,2****Carichi SLU**

carico distribuito:

	in falda daN/m ²	proiez orizz daN/m ²		i m	daN/m
g_k : permanenti	105,0	110,4	γ_g : 1,5	3,00	496,8
pp: peso proprio	22,4	23,6 daN/m	γ_g : 1,3		30,6
variabile: neve					
Q_k : variabili		120,0	γ_q : 1,5	3,00	540,0
W_k : totale					1067,4

carico concentrato:

	daN		daN
G_p : permanente	10,0	γ_g : 1,5	15,0
variabile: neve			
Q_k : accidentale neve	13,9	γ_q : 1,5	20,9
W_k : totale			35,9

Sollecitazioni SLU

schema di calcolo:

Cl durata: **Permanente**Cl durata: **Media**

appoggio:

M_{max} : $\frac{1}{2} \cdot (g_k + pp) \cdot l^2 + G_p \cdot l$	1194,5	daNm	M_{max} : $\frac{1}{2} \cdot w_k \cdot l^2 + W_k \cdot l$	2429,0	daNm
T_{max} : $(g_k + pp) \cdot l + G_p$	1122,6	daN	T_{max} : $w_k \cdot l + W_k$	2277,5	daN

Verifiche tensioni SLU

sollecitazioni massime:

tensioni massime:

Cl durata:	M_{max} daNm	T_{max} daN	$\sigma_{fd}^{SLU} = \frac{M_{max}}{W_x}$ daN/cm ²	$\tau_{fd}^{SLU} = \frac{3}{2} \cdot \frac{T_{max}}{A}$ daN/cm ²
Permanente	1194,5	1122,6	140,0	5,3
Media	2429,0	2277,5	284,6	10,7

verifiche:

Cl durata:	Cl servizio:	k_{mod} :	$f_{m,d} = k_{mod} \cdot \frac{f_k}{\gamma_M}$ daN/cm ²	$f_{v,d} = k_{mod} \cdot \frac{f_k}{\gamma_M}$ daN/cm ²	$\frac{\sigma_{fd}}{f_{m,d}}$	$\frac{\tau_{fd}}{f_{v,d}}$		
Permanente	2	0,6	240,0	21,2	0,6	< 1	0,2	< 1
Media	2	0,8	320,0	28,3	0,9	< 1	0,4	< 1

Carichi SLE

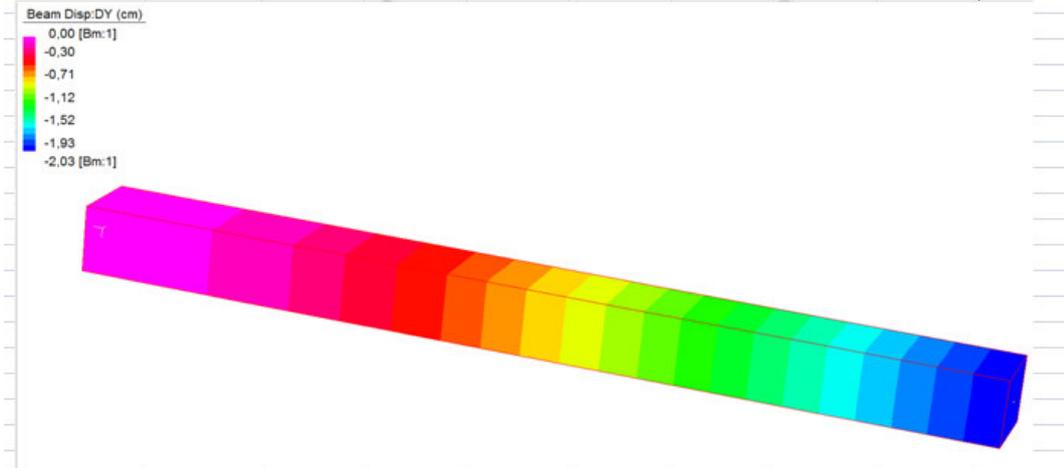
carico distribuito:

	in falda daN/m ²	proiez orizz daN/m ²			i m	daN/m
g_k : permanenti	105,0	110,4		γ_g : 1,0	3,00	331,2
pp : peso proprio	22,4	23,6	daN/m	γ_g : 1,0		23,6
variabile: neve						
q_k : variabile cmb rara		120,0		γ_q : 1,0	3,00	360,0
w_k : totale						714,8

carico concentrato:

	daN			daN
G_k : permanente	1,0		γ_g : 1,0	1,0
variabile: neve				
Q_k : variabile cmb rara	1,0		γ_q : 1,0	1,0
W_k : totale				2,0

Verifiche deformazioni SLE



$215/100=$	2,1	cm	freccia ammissibile solo con legno senza considerare profilo metallico
------------	-----	----	---

Geometria

α : angolo inclinazione falda	20 °
β : angolo inclinazione trave	20 °
L_0 : luce di calcolo in proiezione	710 cm
L_{sb} : luce sbalzo in proiezione	0 cm
i_0 : larghezza influenza campata	250 cm
i_{sb} : larghezza influenza sbalzo	0 cm

Materiale

Tipo: legno massiccio	Classe: D60	γ_M : 1,50
$f_{m,k}$: 600 daN/cm ²	$f_{v,k}$: 53 daN/cm ²	ρ_k : 700 daN/m ³
$E_{0,mean}$: 140000 daN/cm ²	G_{mean} : 10600 daN/cm ²	

Sezione

b : base	20 cm	A : 840 cm ²
h : altezza	42 cm	W_x : 5880 cm ³
		J_x : 123480 cm ⁴
	γ : 1,2	

Carichi SLU

campata:

	in falda daN/m ²	proiez orizz daN/m ²		i_0 m	daN/m
g_k : permanenti	150,0	159,6	γ_g : 1,5	2,50	598,6
pp : peso proprio	58,8	62,6	γ_g : 1,3		81,3
variabile: neve					
Q_k : variabili		190,0	γ_q : 1,5	2,50	712,5
W_k : totale					1392,4

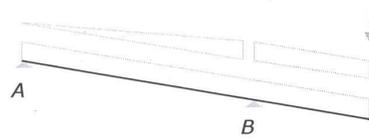
sbalzo:

	in falda daN/m ²	proiez orizz daN/m ²		i_{sb} m	daN/m
g_{ksb} : permanenti	150,0	159,6	γ_g : 1,5	0,00	0,0
pp_{sb} : peso proprio	58,8	62,6	γ_g : 1,3		81,3
variabile: neve					
Q_{ksb} : variabili		190,0	γ_q : 1,5	0,00	0,0
W_{ksb} : totale					81,3

P_e : carico neve concentrato sulla lina	daN/m			daN
	75,0		0,0	0,0
p_s : incremento sismico $0.4 \cdot (g+pp+\sum \psi_2 \cdot q_{ik})$		neve		daN/m
		ψ_2 : 0,1		32,5

Sollecitazioni SLU

schema di calcolo:



appoggio:

Cl durata: **Permanente**

$$M_{B: \text{statico}} = \frac{1}{2} \cdot (g_k + pp) \cdot L_{sb}^2 + P_e \cdot L_{sb} \quad \text{daNm} \quad 0,0$$

$$M'_{B: \text{sismico}} = M_B + 0,4 \cdot \frac{1}{2} \cdot (pp + p_s) \cdot L_{sb}^2 \quad 0,0$$

$$M''_{B: \text{sismico}} = M_B - 0,4 \cdot \frac{1}{2} \cdot (pp + p_s) \cdot L_{sb}^2 \quad 0,0$$

Cl durata: **Media**

$$M_{B: \text{statico}} = \frac{1}{2} \cdot w_k \cdot L_{sb}^2 + P_e \cdot L_{sb} \quad \text{daNm} \quad 0,0$$

$$M'_{B: \text{sismico}} = M_B + 0,4 \cdot \frac{1}{2} \cdot (pp + p_s) \cdot L_{sb}^2 \quad 0,0$$

$$M''_{B: \text{sismico}} = M_B - 0,4 \cdot \frac{1}{2} \cdot (pp + p_s) \cdot L_{sb}^2 \quad 0,0$$

campata:

tipo distribuzione carico: **1** 1 → uniforme
2 → trapezoidale

Cl durata: **Permanente**

$$M_{3max}: \begin{cases} 1 \rightarrow (0,125 \cdot pp + 0,0645 \cdot g_k) \cdot L_0^2 - \frac{M''_B}{3} & \text{daNm} \\ 2 \rightarrow 0,125 \cdot (pp + g_k) \cdot L_0^2 - \frac{M''_B}{3} & 4284,5 \end{cases}$$

$$R_{max}: \begin{cases} 1 \rightarrow \frac{pp \cdot L_0}{2} + \frac{g_k \cdot L_0}{3} / \cos \beta & \text{daN} \\ 2 \rightarrow \frac{pp \cdot L_0}{2} + \frac{g_k \cdot L_0}{2} / \cos \beta & 2568,7 \end{cases}$$

Cl durata: **Media**

$$M_{3max}: \begin{cases} 1 \rightarrow (0,125 \cdot pp + 0,0645 \cdot (w_k - pp)) \cdot L_0^2 - \frac{M''_B}{3} & \text{daNm} \\ 2 \rightarrow 0,125 \cdot w_k \cdot L_0^2 - \frac{M''_B}{3} & 8774,1 \end{cases}$$

$$R_{max}: \begin{cases} 1 \rightarrow \frac{pp \cdot L_0}{2} + \frac{(w_k - pp) \cdot L_0}{3} / \cos \beta & \text{daN} \\ 2 \rightarrow \frac{pp \cdot L_0}{2} + \frac{(w_k - pp) \cdot L_0}{2} / \cos \beta & 5260,4 \end{cases}$$

Verifiche tensioni SLU

sollecitazioni massime:

tensioni massime:

Cl durata:	M_{max} daNm	T_{max} daN	$\sigma_{fd}^{SLU} = \frac{M_{max}}{W_x}$ daN/cm ²	$\tau_{//d}^{SLU} = \frac{3}{2} \cdot \frac{T_{max}}{A}$ daN/cm ²
Permanente	4284,5	2568,7	72,9	4,6
Media	8774,1	5260,4	149,2	9,4

verifiche:

Cl durata:	Cl servizio:	K_{mod}	$f_{m,d} = f_k \cdot \frac{K_{mod}}{\gamma_M}$ daN/cm ²	$f_{v,d}$ daN/cm ²	$\frac{\sigma_{f,d}}{f_{m,d}}$	$\frac{\tau_{f,d}}{f_{v,d}}$
Permanente	2	0,6	240,0	21,2	0,3	< 1
Media	2	0,8	320,0	28,3	0,5	< 1

Carichi SLE

	in falda daN/m ²	proiez orizz daN/m ²		i_0 m	daN/m
g_k : permanenti	150,0	159,6	γ_g : 1,0	2,50	399,1
pp : peso proprio	58,8	62,6	γ_g : 1,0		62,6
variabile: neve					
q_k : variabile cmb rara		190,0	γ_q : 1,0	2,50	475,0
w_k : totale					936,6

Verifiche deformazioni SLE

tipo distribuzione carico:	1	1	→	uniforme
		2	→	trapezoidale
<i>istantanea permanente:</i>				
carico distribuito:				cm
$U_{G\ ist}$:	$\left(\frac{5}{384} \frac{l^4}{EI} + \alpha \cdot \frac{l^2}{8GA} \right) \cdot (399,1+62,6)$:			0,92 → 1/769
<i>istantanea variabile:</i>				
carico distribuito:				
$U_{Q\ ist}$: cmb rara	$\left(\frac{5}{384} \frac{l^4}{EI} + \alpha \cdot \frac{l^2}{8GA} \right) \cdot 475$:			0,95 → 1/748
Cl servizio:	2	k_{def} :	0,8	ψ_2 :
			0,1	
<i>differita permanente:</i>				
$U_{G\ dif}$:	$k_{def} \cdot u_{G\ ist}$:	0,8 x 0,92 :		0,74
<i>differita variabile:</i>				
$U_{Q\ dif}$ cmb rara:	$\psi_2 \cdot k_{def} \cdot u_{Q\ ist}$:	0,1 x 0,8 x 0,95 :		0,08
<i>freccia istantanea variabile:</i>				
	$U_{Q\ ist}$:	0,95	<	2,37 cm
		↓		
		1/748	<	1/300
<i>freccia finale variabile:</i>				
	$I_{Q\ fin} : U_{Q\ ist} + U_{Q\ dif}$:	1,03	<	3,55 cm
		↓		
		1/692	<	1/200
<i>freccia finale totale:</i>				
	$U_{T\ fin} : U_{G\ ist} + U_{Q\ ist} + U_{G\ dif} + U_{Q\ dif}$:	2,69	<	3,55 cm
		↓		
		1/264	<	1/200

Geometria

α : angolo inclinazione	23 °
L_0 : luce di calcolo in proiezione	575 cm
L_{sb} : luce sbalzo in proiezione	0 cm
i : interasse puntoni	275 cm

Materiale

Tipo: legno massiccio	Classe: D60	γ_M : 1,50
$f_{m,k}$: 600 daN/cm ²	$f_{v,k}$: 53 daN/cm ²	ρ_k : 700 daN/m ³
$E_{0,mean}$: 140000 daN/cm ²	G_{mean} : 10600 daN/cm ²	

Sezione

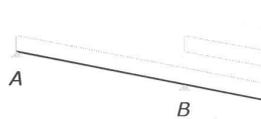
b : base	20 cm	A : 480 cm ²
h : altezza	24 cm	W_x : 1920 cm ³
		J_x : 23040 cm ⁴
	γ : 1,2	

Carichi SLU

	in falda	proiez orizz		i	
	daN/m ²	daN/m ²		m	daN/m
g_k : permanenti	150,0	163,0	γ_g : 1,5	2,75	672,2
pp : peso proprio	33,6	36,5	γ_g : 1,3		47,5
variabile:	neve				
q_k : variabili		120,0	γ_q : 1,5	2,75	495,0
w_k : totale					1214,6
		daN/m			daN
P_e : carico neve concentrato sulla lina		64,1		2,75	176,3
		neve			daN/m
p_s : incremento sismico $0.4 \cdot (g+pp+\sum \psi_2 \cdot q_{ik})$		ψ_2 : 0,1			301,1

Sollecitazioni SLU

schema di calcolo:



appoggio:

Cl durata: **Permanente**

M_1 :	$\frac{1}{2} \cdot (g_k + pp) \cdot L_{sb}^2 + P_e \cdot L_{sb}$	daNm
		0,0
M_2 :	$\frac{1}{2} \cdot (g_k + pp + p_s) \cdot L_{sb}^2$	0,0
M_3 :	$\frac{1}{2} \cdot (g_k + pp - p_s) \cdot L_{sb}^2$	0,0
M_4 :	$\frac{1}{2} \cdot (g_k + pp) \cdot L_{sb}^2$	0,0

R_A :	R_B :
daN	daN
2069,0	2245,2
2069,0	2069,0
2069,0	2069,0

Cl durata: **Media**

M_1 :	$\frac{1}{2} \cdot w_k \cdot L_{sb}^2 + P_e \cdot L_{sb}$	daNm
		0,0
M_2 :	$\frac{1}{2} \cdot (w_k + p_s) \cdot L_{sb}^2$	0,0
M_3 :	$\frac{1}{2} \cdot (w_k - p_s) \cdot L_{sb}^2$	0,0
M_4 :	$\frac{1}{2} \cdot w_k \cdot L_{sb}^2$	0,0

R_A :	R_B :
daN	daN
3492,1	3668,4
3492,1	3492,1
3492,1	3492,1

campata:

Cl durata: **Permanente**

M_{3max} :	$V_{3A} \cdot x_3 - \frac{(g_k + pp) \cdot x_3^2}{2}$	daNm
		2974,1
M_{max} : senza sbalzo	$\frac{1}{8} \cdot (g_k + pp) \cdot L_0^2$	2974,1
T_{max} : senza sbalzo	$\frac{1}{2} \cdot (g_k + pp) \cdot L_0$	2069,0 daN

V_{3A} :	V_{3B} :
daN	daN
2069,0	2069,0

$x_3(T=0) : \frac{V_{3A}}{q} \quad 2,9 \quad m$

Cl durata: **Media**

M_{3max} :	$V_{3A} \cdot x_3 - \frac{w_k \cdot x_3^2}{2}$	daNm
		5019,9
M_{max} : senza sbalzo	$\frac{1}{8} \cdot w_k \cdot L_0^2$	5019,9
T_{max} : senza sbalzo	$\frac{1}{2} \cdot w_k \cdot L_0$	3492,1 daN

V_{3A} :	V_{3B} :
daN	daN
3492,1	3492,1

$x_3(T=0) : \frac{V_{3A}}{q} \quad 2,9 \quad m$

Verifiche tensioni SLU

sollecitazioni massime:

tensioni massime:

	M_{max}	T_{max}	$\sigma_{fd}^{SLU} = \frac{M_{max}}{W_x}$	$\tau_{//d}^{SLU} = \frac{3}{2} \cdot \frac{T_{max}}{A}$
Cl durata :	daNm	daN	daN/cm ²	daN/cm ²
Permanente	2974,1	2069,0	154,9	6,5
Media	5019,9	3492,1	261,5	10,9

verifiche:

Cl durata :	Cl servizio:	k_{mod}	$f_{m,d} = k_{mod} \cdot \frac{f_k}{\gamma_M}$	$f_{v,d}$	$\frac{\sigma_{f,d}}{f_{m,d}}$	$\frac{\tau_{f,d}}{f_{v,d}}$		
Permanente	2	0,6	240,0	21,2	0,6	0,3	< 1	< 1
Media	2	0,8	320,0	28,3	0,82	0,4	< 1	< 1

Carichi SLE

	in falda	proiez orizz		i	p
	daN/m ²	daN/m ²		m	daN/m
g_k : permanenti	150,0	163,0		2,75	448,1
pp: peso proprio	33,6	36,5	daN/m		36,5
variabile: neve					
Q_k : variabile cmb rara		120,0		2,75	330,0
W_k : totale					814,6

Verifiche deformazioni SLE

istantanea permanente:

carico distribuito:

$$U_{G\ ist} = \left(\frac{5}{384} \cdot \frac{l^4}{EJ} + \alpha \cdot \frac{l^2}{8GA} \right) \cdot (448,1 + 36,5) \quad \text{cm} \rightarrow 1/263$$

istantanea variabile:

carico distribuito:

$$U_{Q\ ist} : \text{cmb rara} = \left(\frac{5}{384} \cdot \frac{l^4}{EJ} + \alpha \cdot \frac{l^2}{8GA} \right) \cdot 330 \quad \text{cm} \rightarrow 1/386$$

$$Cl\ servizio : \quad \mathbf{2} \quad k_{def} : \quad \mathbf{0,8} \quad \psi_2 : \quad \mathbf{0,1}$$

differita permanente:

$$U_{G\ dif} = k_{def} \cdot u_{G\ ist} = 0,8 \times 2,19 \quad \text{cm} \rightarrow 1,75$$

differita variabile:

$$U_{Q\ dif} \text{ cmb rara} = \psi_2 \cdot k_{def} \cdot u_{Q\ ist} = 0,1 \times 0,8 \times 1,49 \quad \text{cm} \rightarrow 0,12$$

freccia istantanea variabile:

$$U_{Q\ ist} : \quad \mathbf{1,49} \quad < \quad \mathbf{1,92} \quad \text{cm}$$

$$\downarrow$$

$$1/386 \quad < \quad 1/300$$

freccia finale variabile:

$$J_{Q\ fn} : U_{Q\ ist} + U_{Q\ dif} : \quad \mathbf{1,61} \quad < \quad \mathbf{2,88} \quad \text{cm}$$

$$\downarrow$$

$$1/358 \quad < \quad 1/200$$

freccia finale totale:

$$U_{T\ fn} : U_{G\ ist} + U_{Q\ ist} + U_{G\ dif} + U_{Q\ dif} : \quad \mathbf{5,54} \quad < \quad \mathbf{5,75} \quad \text{cm}$$

$$\downarrow$$

$$1/104 \quad < \quad 1/100$$

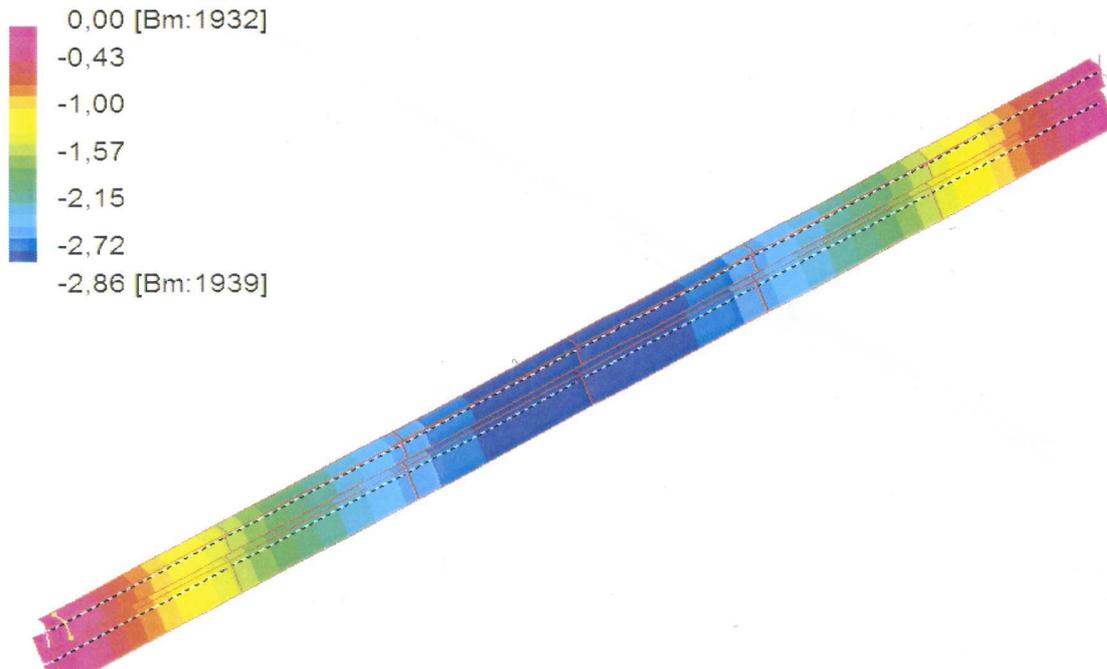
Geometria	
α : angolo inclinazione	23 °
L_0 : luce di calcolo in proiezione	575 cm
L_{sb} : luce sbalzo in proiezione	0 cm
i : interasse puntoni	275 cm

Materiale		
Tipo: legno massiccio	Classe: D60	γ_M : 1,50
$f_{m,k}$: 600 daN/cm ²	$f_{v,k}$: 53 daN/cm ²	ρ_k : 700 daN/m ³
$E_{0,mean}$: 140000 daN/cm ²	G_{mean} : 10600 daN/cm ²	

Sezione		
b : base	20 cm	A : 480 cm ²
h : altezza	24 cm	W_x : 1920 cm ³
		J_x : 23040 cm ⁴
	χ : 1,2	

Carichi SLU					
	in falda	proiez orizz		i	
	daN/m ²	daN/m ²		m	daN/m
g_k : permanenti	150,0	163,0		2,75	672,2
pp : peso proprio	33,6	36,5	daN/m		47,5
variabile:	neve				
q_k : variabili		120,0		2,75	495,0
w_k : totale					1214,6
		daN/m			daN
P_e : carico neve concentrato sulla lina		64,1		2,75	176,3
			neve		daN/m
p_s : incremento sismico $0.4 \cdot (g+pp+\sum \psi_2 \cdot q_{ik})$		ψ_2 : 0,0			0,0

Beam Disp:DZ (cm)

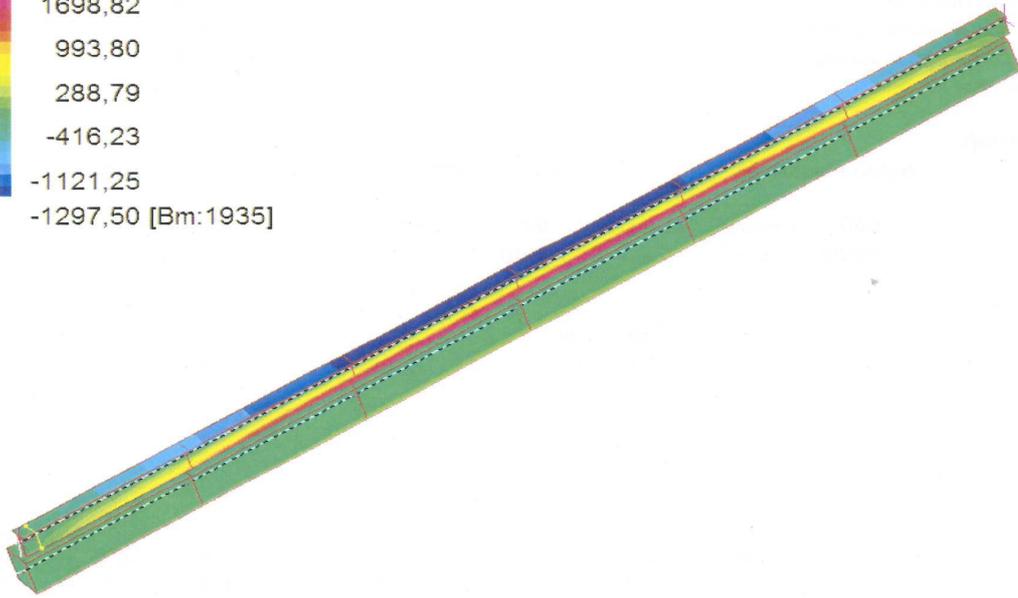
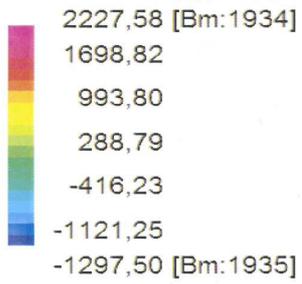


SPOSTAMENTI VERTICALI SLE
580/200=

2,9 cm

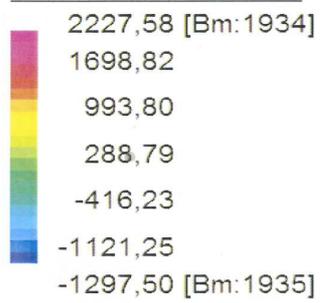
freccia ammissibile OK verificato

Fibre Stress (kg/cm²)



STRESS SU LEGNO E ACCIAIO SLU

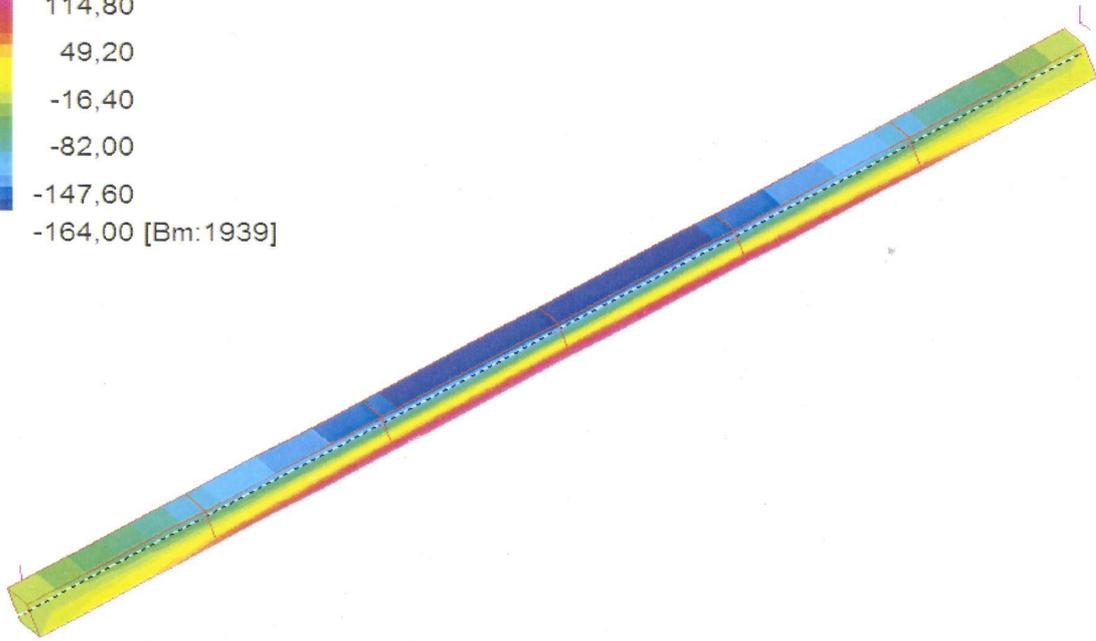
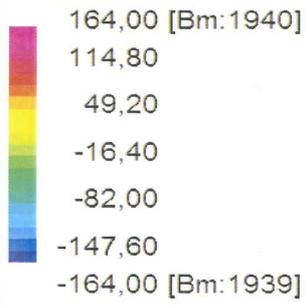
Fibre Stress (kg/cm²)



STRESS SU ACCIAIO SLU

T 100*15+20*160 (Acciaio S450)

Fibre Stress (kg/cm²)



STRESS SU LEGNO SLU

Geometria

α : angolo inclinazione	23 °
L_0 : luce di calcolo in proiezione	575 cm
L_{sb} : luce sbalzo in proiezione	0 cm
i : interasse puntoni	275 cm

Materiale

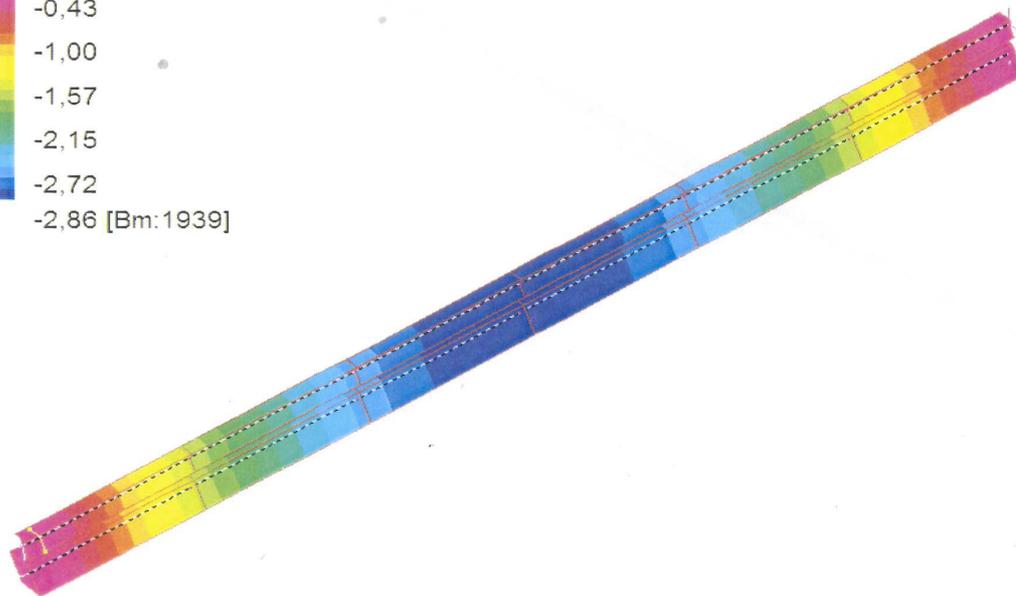
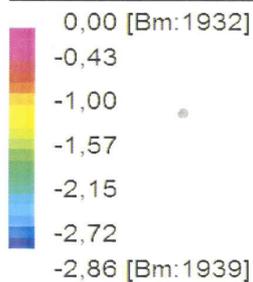
Tipo: legno massiccio	Classe: D60	γ_M : 1,50
$f_{m,k}$: 600 daN/cm ²	$f_{v,k}$: 53 daN/cm ²	ρ_k : 700 daN/m ³
$E_{0,mean}$: 140000 daN/cm ²	G_{mean} : 10600 daN/cm ²	

Sezione

b : base	20 cm	A : 480 cm ²
h : altezza	24 cm	W_x : 1920 cm ³
		J_x : 23040 cm ⁴
	χ : 1,2	

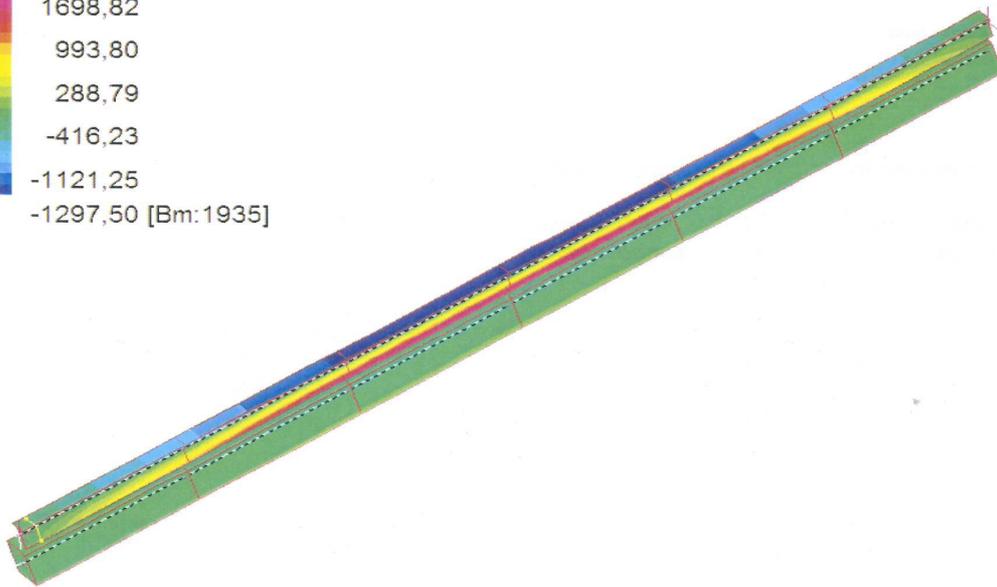
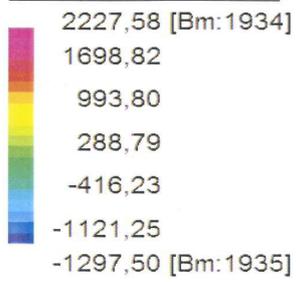
Carichi SLU

	in falda daN/m ²	proiez orizz daN/m ²		i m	daN/m
g_k : permanenti	150,0	163,0	γ_g : 1,5	2,75	672,2
pp : peso proprio	33,6	36,5	γ_g : 1,3		47,5
variabile: q_k : variabili	neve	120,0	γ_q : 1,5	2,75	495,0
w_k : totale					1214,6
		daN/m			daN
P_e : carico neve concentrato sulla lina		64,1		2,75	176,3
		neve			daN/m
p_s : incremento sismico $0.4 \cdot (g+pp+\sum \psi_2 \cdot q_{ik})$		ψ_2 : 0,0			0,0

Beam Disp:DZ (cm)**SPOSTAMENTI VERTICALI SLE**

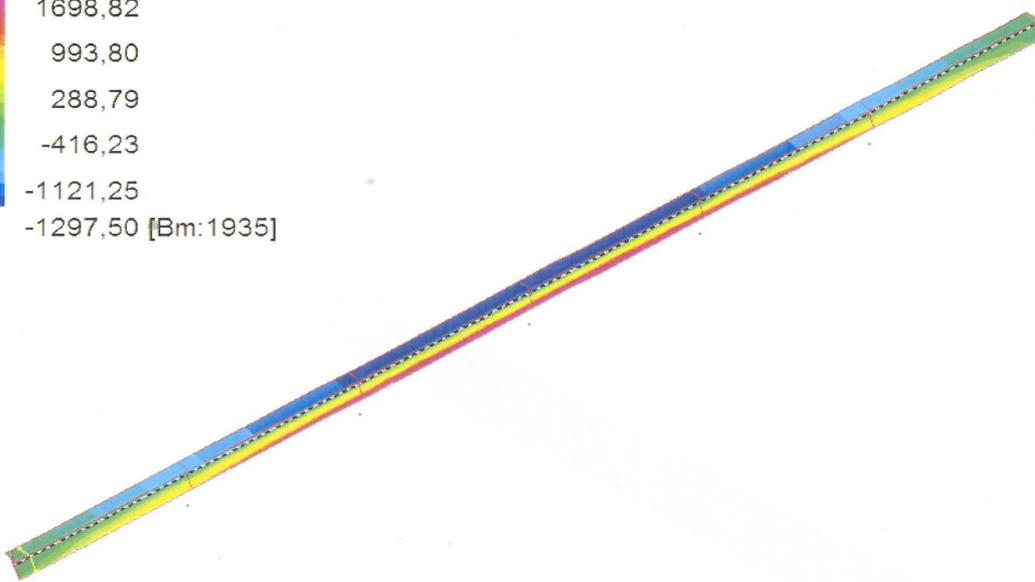
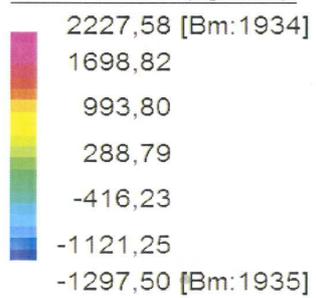
580/200= 2,9 cm freccia ammissibile OK verificato

Fibre Stress (kg/cm²)



STRESS SU LEGNO E ACCIAIO SLU

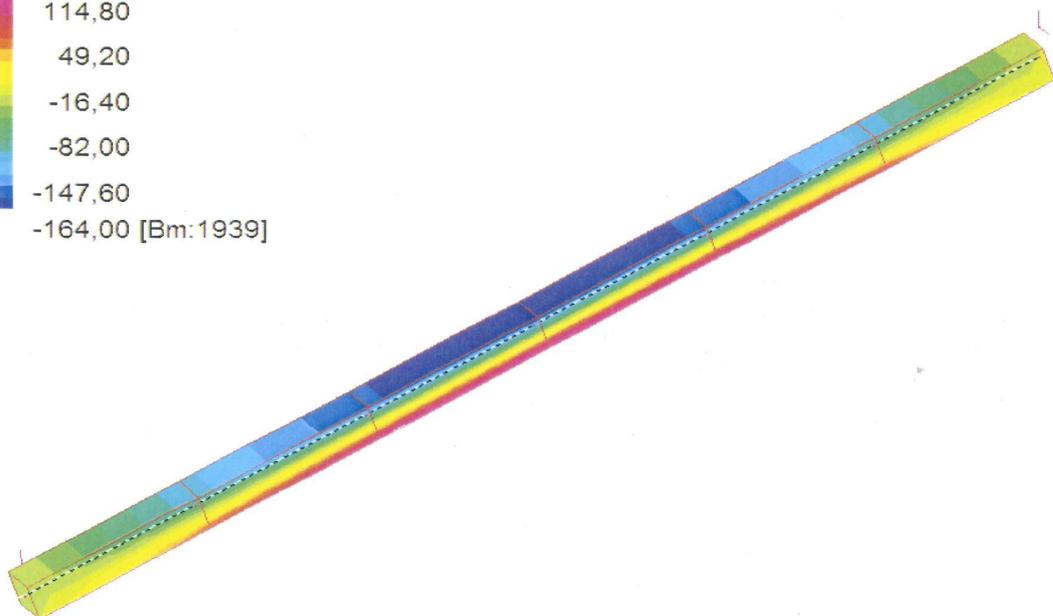
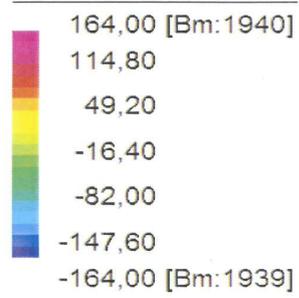
Fibre Stress (kg/cm²)



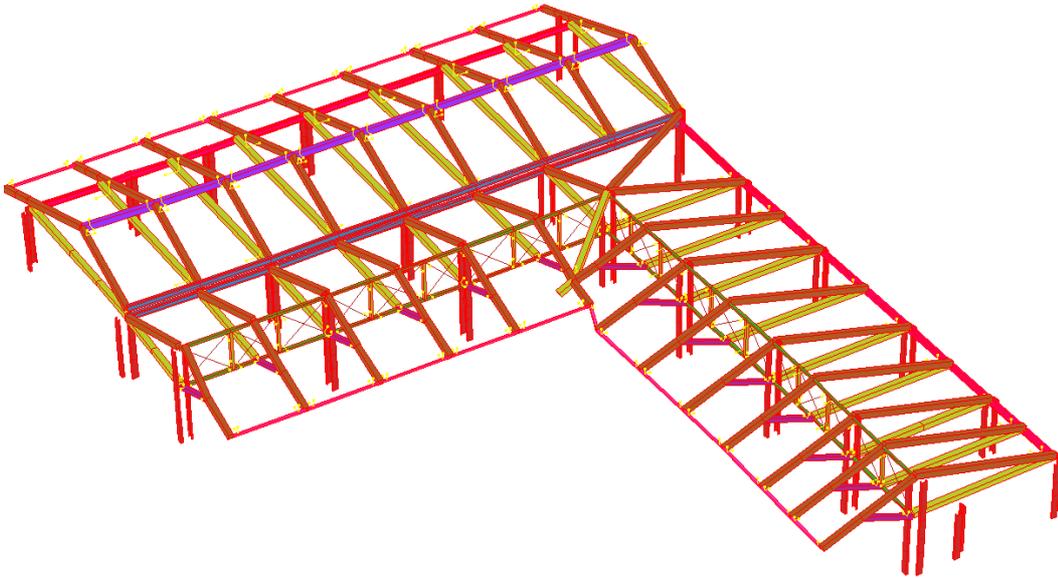
STRESS SU ACCIAIO SLU

T 100*15+20*160 (Acciaio S450)

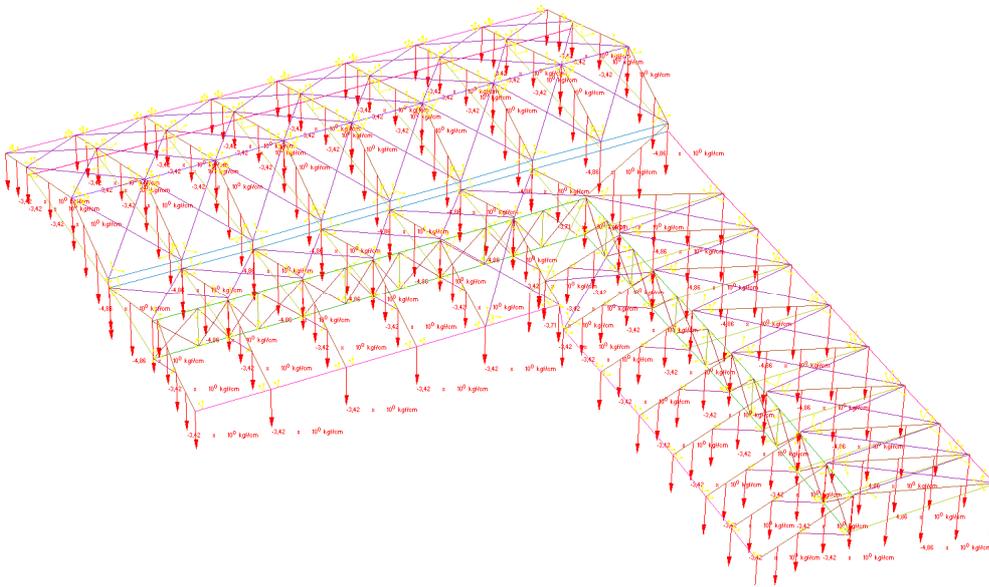
Fibre Stress (kg/cm²)



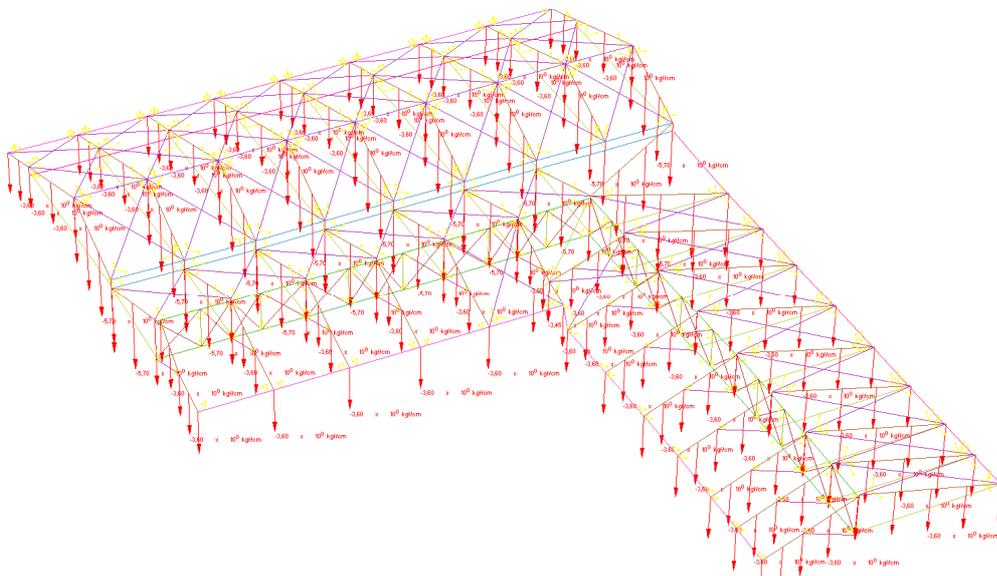
STRESS SU LEGNO SLU



Modello copertura

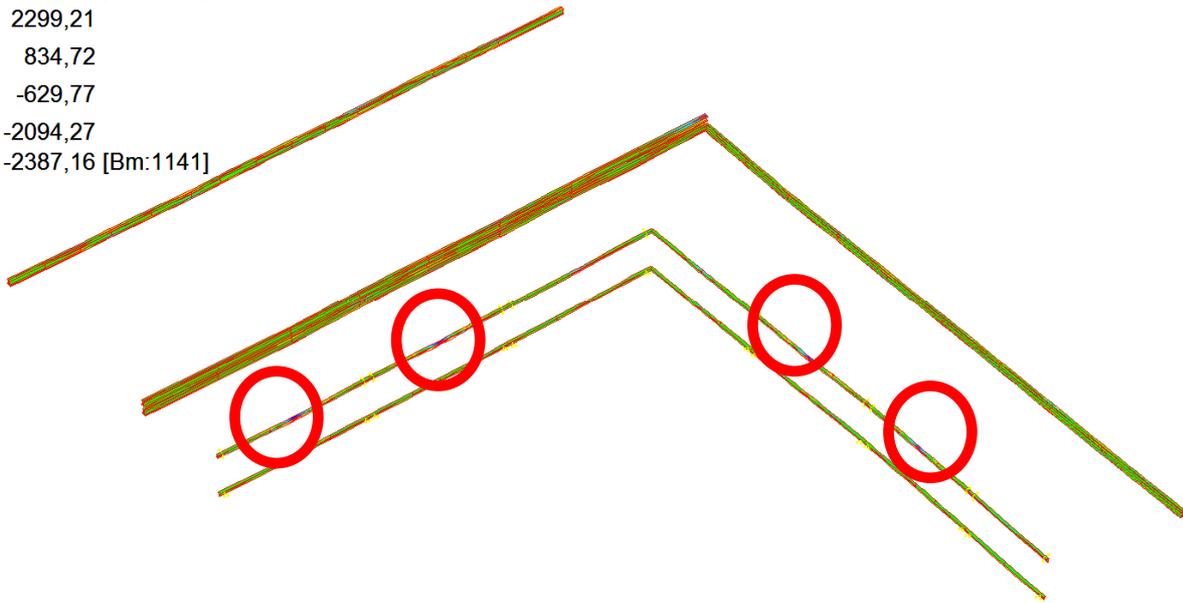
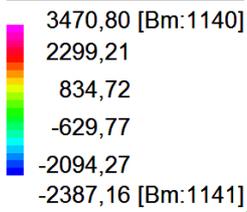


Carichi portati



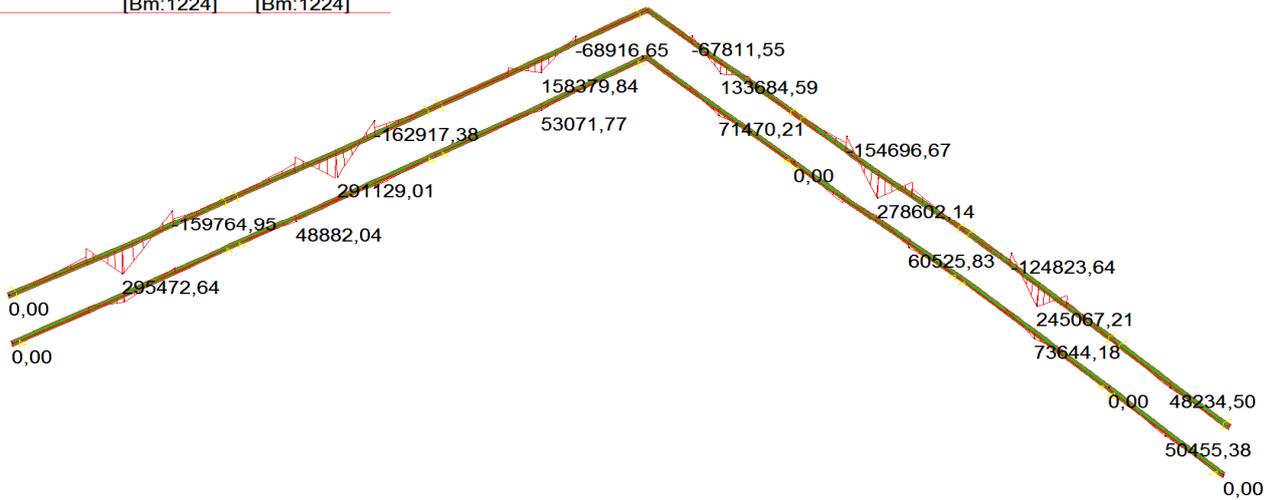
Carichi accidentali neve

Fibre Stress (kg/cm²)



Stress statica SLU – massima su profilo a T

	MIN	MAX
BM2(kgf.cm)	-163810,30	295472,64
	[Bm:1224]	[Bm:1224]



PROFILI A T Momenti SLU – svincoli momenti agli appoggi sui pilastri

	MIN	MAX
SF2(kgf)	-4928,36	4212,58
	[Bm:1224]	[Bm:1140]



PROFILI A T Tagli SLU

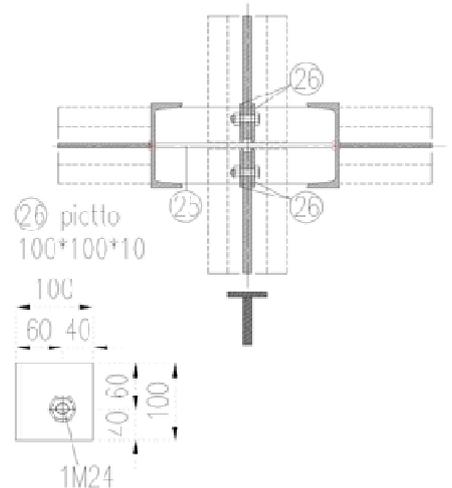
NODO TIPO PILASTRO COPERTURA PART. C5

VERIFICA A TAGLIO DEL BULLONE M 24 cl.8,8

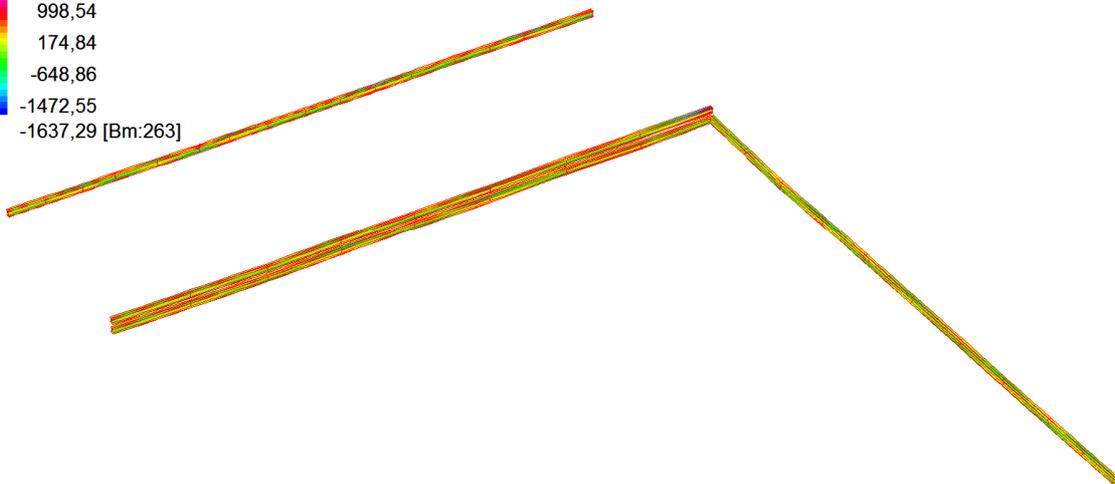
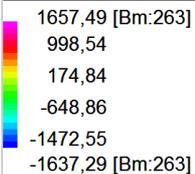
$FV/2=$	4928 daN	Taglio agente sul nodo
$n^{\circ}=$	1	numero bulloni
$Fv,Ed=FV/n^{\circ}$	4928,0 daN	Taglio agente sul singolo bullone
$Ares=$	3,53 cmq	Area resistente bullone
$\gamma M2=$	1,25	Coefficiente di sicurezza unioni
$ftb=$	8000 daN/cm ²	per bulloni di classe 8.8
$Fv,Rd=0,6*ftb*Ares/\gamma M2=$	13555,2	Taglio resistente
$Ft/Fv,Rd=$	0,36 <1	OK verificato

VERIFICA A RIFOLLAMENTO DEI FORI DEL PIATTO $t=20mm$

$Fx=$	4928,00 daN	Azione di taglio
$n^{\circ}=$	1,00	numero bulloni
$Ft=Fx/n^{\circ}$	4928,00 daN	Taglio sul bullone
$d=$	2,40 cm	diametro
$t=$	1,00 cm	spessore
$A=t*d$	2,40 cmq	
$e1=$	4,00 cm	
$d0=$	2,40 cm	
$ftb=$	8000 daN/cm ²	cl. 8,8 S450
$ftk=$	4300 daN/cm ²	
$e2=$	4,00 cm	
$a=\min(e1/(3d0);(ftb/ftk);1)$	0,56	
$k=\min(2,8e2/d0)-1,7;2,5)$	2,50	
$\gamma M2=$	1,25	
$Fb,Rd==k*a*ftk*d*t/\gamma M2=$	11467 daN/cm ²	
$Ft/Fb,Rd=$	0,43 <1	OK verificato

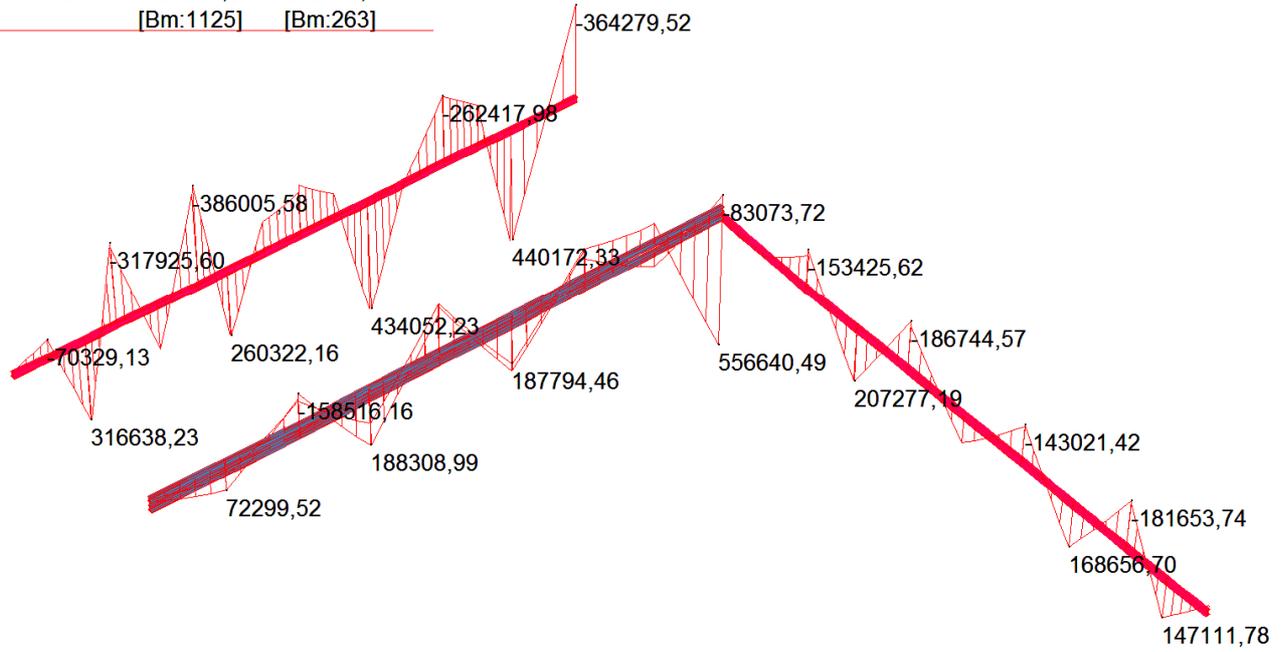


Fibre Stress (kg/cm²)



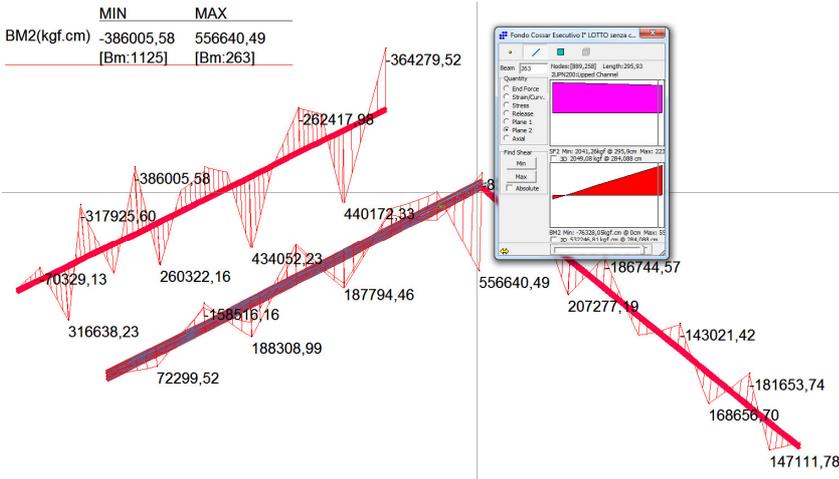
Stress statica SLU su profili UPN200 e UPN220

	MIN	MAX
BM2(kgf.cm)	-386005,58	556640,49
	[Bm:1125]	[Bm:263]



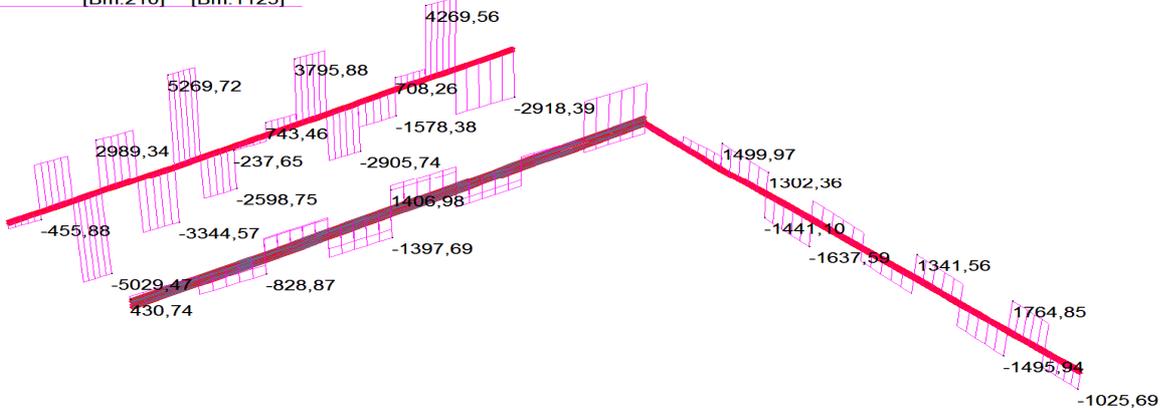
UPN200 E UPN220 Momenti SLU

	MIN	MAX
BM2(kgf.cm)	-386005,58	556640,49
	[Bm:1125]	[Bm:263]



Ms=520049 daNcm

	MIN	MAX
SF2(kgf)	-5029,47	5269,72
	[Bm:210]	[Bm:1125]



UPN200 E UPN220 Tagli SLU

NODO C1 E C8

VERIFICA A TAGLIO CON MOMENTO DEL BULLONE M 16 cl.8,8

Ms1=	520049	daNcm	Momento1 agente sul giunto
Ms2=	0	daNcm	Momento2 agente sul giunto
b1=	19	cm	distanza1 bulloni
b2=	10	cm	distanza2 bulloni
FT1=Ms1/b1	27371	daN	Taglio1 sui bulloni
FT2=Ms2/b2	0	daN	Taglio2 sui bulloni
n1*°	4		Coppia su cui agisce la trazione
n2*°	2		
Ft,Ed1=FT1/n1*°=	6842,75	daN	Taglio1 sul singolo bullone
Ft,Ed2=FT2/n2*°=	0,00	daN	Taglio2 sul singolo bullone
Ft,Md=(Ft,Ed1^2+Ft,Ed2^2)^0,5	6842,75	daN	Trazione da Ms risultante sul bullone
N=	2918	daN	Taglio diretta agente
n°=	8,00		numero bulloni
Ft,Nd=N/n°	364,75	daN	Taglio da N risultante sul bullone
Ft,Ed=Ft,Nd+Ft,Md=	7207,50		Taglio sollecitante sulla coppia
Ares=	2,45	cmq	Area resistente bullone
γM2=	1,25		Coefficiente di sicurezza unioni
ftb=	8000	daN/cmq	per bulloni di classe 8.8
Fv,Rd=0,6*ftb*Ares/γM2=	9408,0		Taglio resistente
Ft/Fv,Rd=	0,766	<1	OK verificato

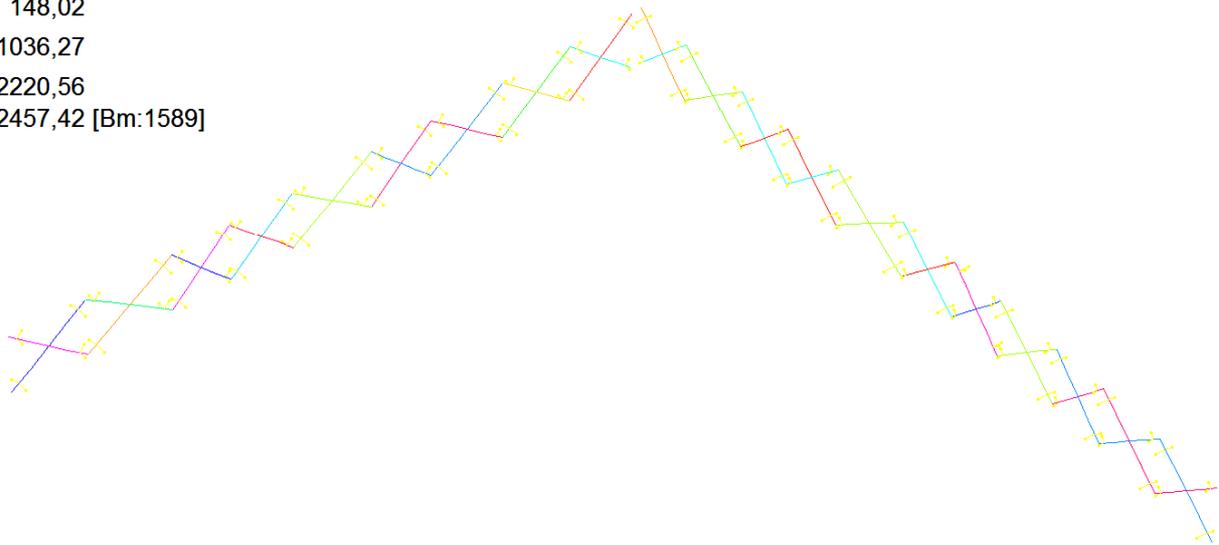
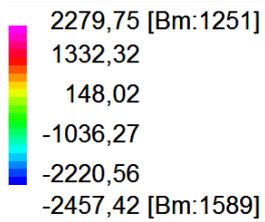
VERIFICA A RIFOLLAMENTO DEI FORI DEL PIATTO UPN 200 SP=8,5mm

Fx=	7207,50	daN	Azione di taglio
n°=	1,00		numero bulloni
Ft=Fx/n°	7207,50	daN	Taglio sul bullone
d=	2,00	cm	diametro
t=	0,85	cm	spessore
A=t*d	1,70	cmq	
e1=	3,00	cm	
d0=	2,00	cm	
ftb=	8000	daN/cmq	cl. 8,8
ftk=	5500	daN/cmq	S450
e2=	5,00	cm	
a=min(e1/(3d0);(ftb/ftk;1)	0,50		
k=min(2,8e2/d0)-1,7;2,5)	2,50		γM2= 1,25
Fb,Rd==k*a*ftk*d*t/γM2=	9350	daN/cmq	
Ft/Fb,Rd=	0,771	<1	OK verificato

VERIFICA TENSIONALE PIATTO 13 -13b piatto 15*190mm SP=15mm

Ms1=	520049	daNcm	Momento1 agente sul giunto
Wpl=	150,00	cm	
fyk=	4400,00	daN/cmq	tensione caratt. di snervam S450
γM2=	1,25		
Mr=Wpl*fyk/γM2=	528000	daNcm	Momento resistente piastra
Ms1/Mr=	0,985	<1	OK VERIFICATO

Fibre Stress (kg/cm²)

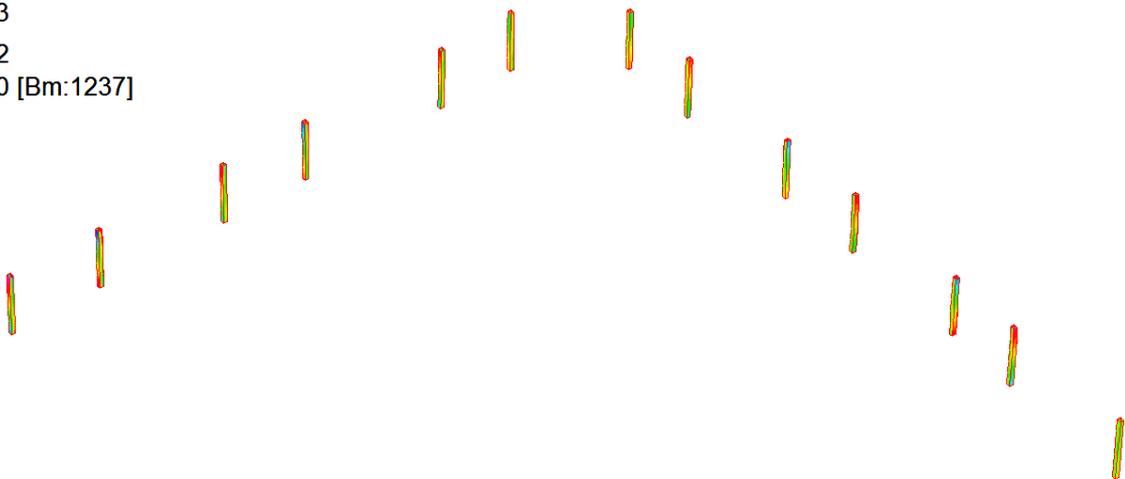
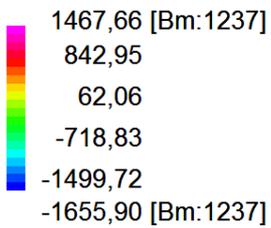


Diagonali delle reticolari di copertura M20 in C60

Nel modello i tiranti M20 sono stati mantenuti sia a trazione che compressione riducendo la loro area della metà quindi la tensione deve essere moltiplicata per 2 $2457*2=4914\text{daN/cm}^2$

C60 Bonificato da 16 a 40mm Snervamento 530 N/mm² Rottura 780 N/mm² $5300/1.05=5047\text{da/cm}^2$ trazione resistente.

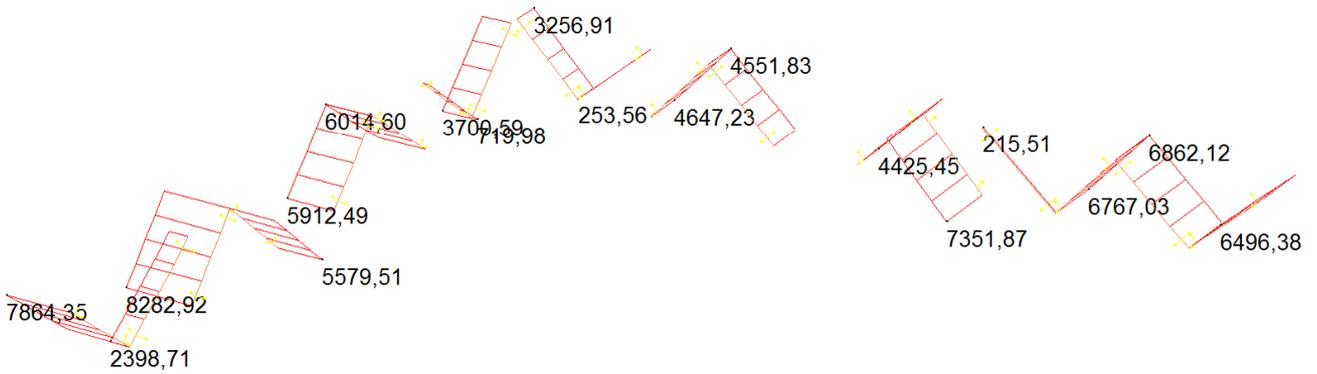
Fibre Stress (kg/cm²)



Montanti delle reticolari di copertura 100*100*6 S450

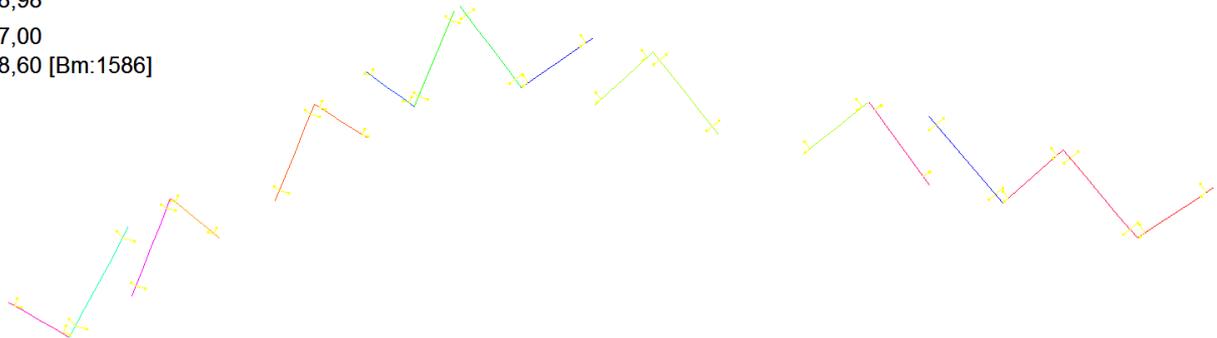
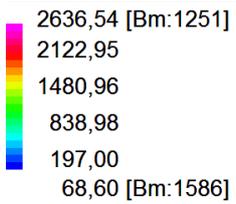
ELIMINANDO I DIAGONALI IN COMPRESIONE DELLE TRAVI RETICOLARI

	MIN	MAX
Force(kgf)	215,51	8282,92
	[Bm:1586]	[Bm:1251]



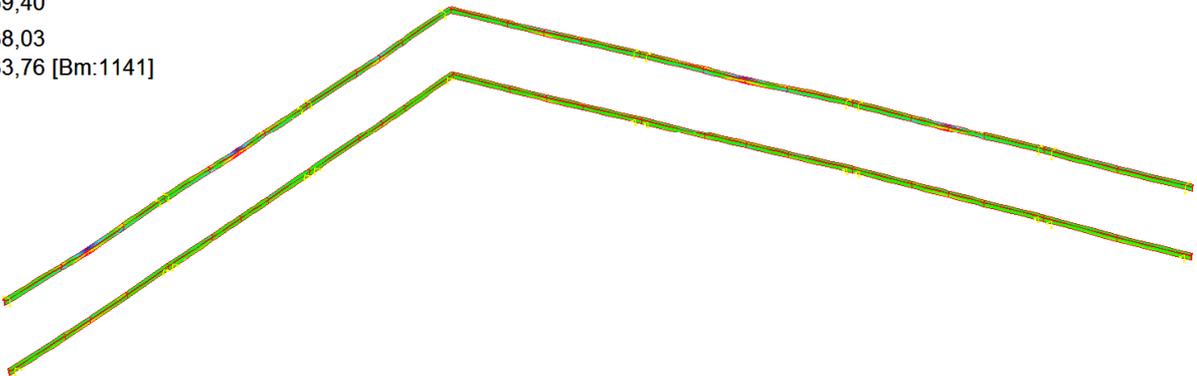
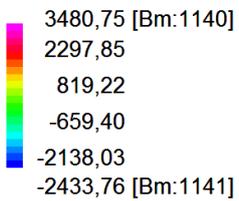
Diagonali delle reticolari di copertura M20 DIAMETRO EFFETTIVO NON RIDOTTO in C60 SOLO QUELLI A TRAZIONE

Fibre Stress (kg/cm²)



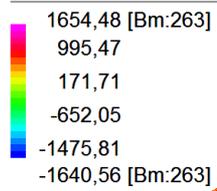
Stress SLU C60

Fibre Stress (kg/cm²)



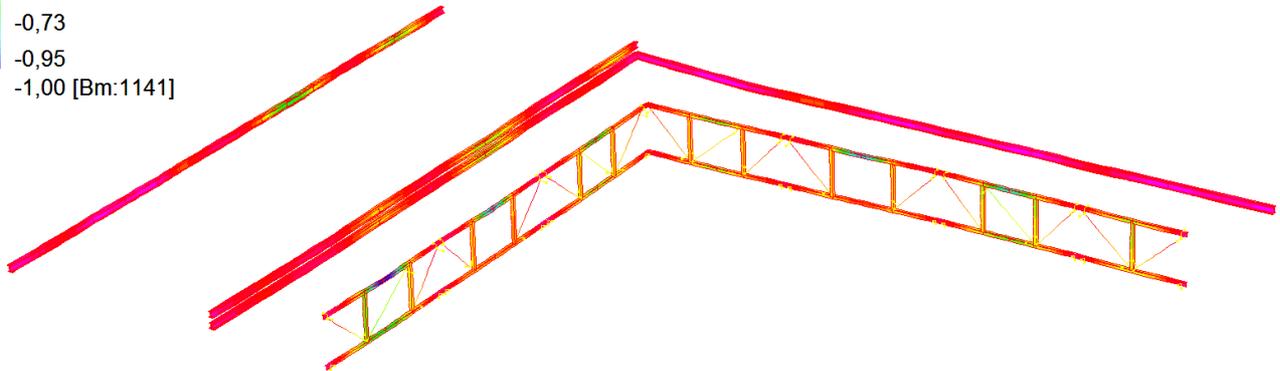
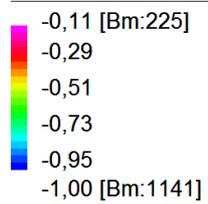
Stress statica SLU – massima su profilo a T (solo diagonali a trazione delle reticolari di copertura)

Fibre Stress (kg/cm²)



Stress statica SLU – massima su profilo UPN200 e UPN220 (solo diagonali a trazione delle reticolari di copertura)

Beam Disp:DZ (cm)



Deformazioni SLE travi metalliche di copertura

NODO TIRANTI TRAVI RETICOLARI COPERTURA

VERIFICA A TAGLIO DEL BULLONE M 20 cl.8,8

FV=	8285 daN	Taglio agente sul nodo
n°=	1	numero bulloni
Fv,Ed=FV/n°	8285,0 daN	Taglio agente sul singolo bullone
Ares=	2,45 cmq	Area resistente bullone
$\gamma M2$ =	1,25	Coefficiente di sicurezza unioni
ftb=	8000 daN/cmq	per bulloni di classe 8.8
Fv,Rd=0,6*ftb*Ares/ $\gamma M2$ =	9408,0	Taglio resistente
Ft/Fv,Rd=	0,88 <1	OK verificato

VERIFICA A RIFOLLAMENTO DEI FORI DEL PIATTO t=8mm CONTROVENTO

Fx=	8285,00 daN	Azione di taglio
n°=	2,00	numero PIATTI
Ft=Fx/n°	4142,50 daN	Taglio sul bullone
d=	2,00 cm	diametro
t=	0,80 cm	spessore
A=t*d	1,60 cmq	
e1=	3,30 cm	
d0=	2,00 cm	
ftb=	8000 daN/cmq	cl. 8,8
ftk=	5900 daN/cmq	C60
e2=	3,30 cm	
a=min(e1/(3d0);(ftb/ftk;1)	0,55	
k=min(2,8e2/d0)-1,7;2,5)	2,50	
$\gamma M2$ =	1,25	
Fb,Rd==k*a*ftk*d*t/ $\gamma M2$ =	7568 daN/cmq	
Ft/Fb,Rd=	0,55 <1	OK verificato

VERIFICA A RIFOLLAMENTO DEI FORI DEL PIATTO t=15mm PIATTO ANCOR.

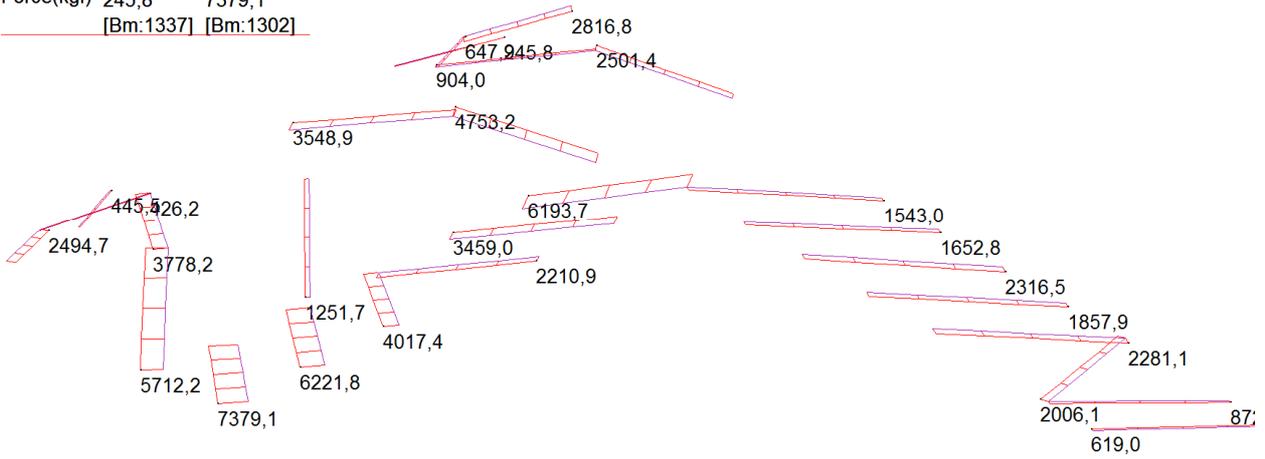
Fx=	8285,00 daN	Azione di taglio
n°=	1,00	numero PIATTI
Ft=Fx/n°	8285,00 daN	Taglio sul bullone
d=	2,00 cm	diametro
t=	1,50 cm	spessore
A=t*d	3,00 cmq	
e1=	3,30 cm	
d0=	2,00 cm	
ftb=	8000 daN/cmq	cl. 8,8
ftk=	5900 daN/cmq	C60
e2=	3,30 cm	
a=min(e1/(3d0);(ftb/ftk;1)	0,55	
k=min(2,8e2/d0)-1,7;2,5)	2,50	
$\gamma M2$ =	1,25	
Fb,Rd==k*a*ftk*d*t/ $\gamma M2$ =	14190 daN/cmq	
Ft/Fb,Rd=	0,58 <1	OK verificato

Verifica NODI DEI CONTROVENTI -sezioni laterali tirante			
Fmax=F1d=	8285,0	daN	
b1=	48,0	mm	larghezza piatto
d2=	20,0	mm	diametro perno
b=b1-d2	28,0	mm	
h=	8,0	mm	spessore elemento
n°=	2,0		numero piatti
Anet=b*h*n°=	4,5	cmq	area netta
Y _{M2} :	1,25		
ftk=	5900,00	daN/cmq	C60
Nrd=0,9*Anet*ftk/γ _{m2}	19031	daN	resist. a rott. della sezione
Verifica:			
F1d/Nrd =	0,44	< 1	

Verifica NODI DEI CONTROVENTI -sezioni finale tirante			
Fmax=F1d=	8285,0	daN	
b1=	36,0	mm	larghezza coda piatto
r2=	10,0	mm	raggio perno
b=b1-d2	26,0	mm	
h=	8,0	mm	spessore elemento
n°=	2,0		numero piatti
Anet=b*h*n°=	4,2	cmq	area netta
Y _{M2} :	1,25		
ftk=	5900,00	daN/cmq	C60
Nrd=0,9*Anet*ftk/γ _{m2}	17672	daN	resist. a rott. della sezione
Verifica:			
F1d/Nrd =	0,47	< 1	

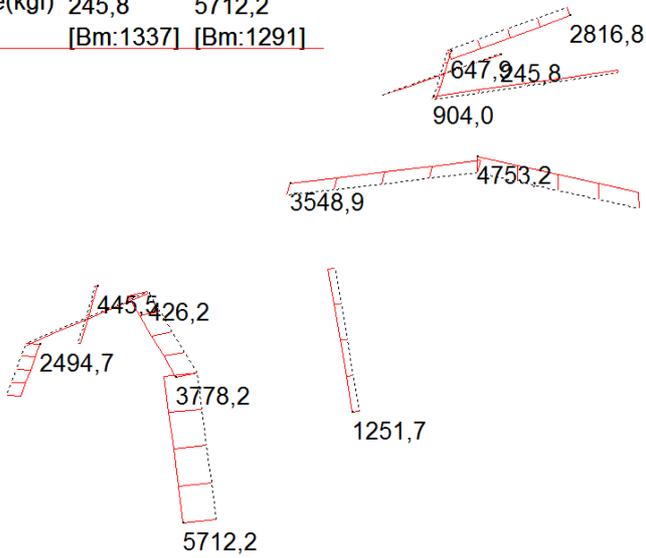
Verifica NODI DEI CONTROVENTI -sezioni ancoraggio piastra n°27			
Fmax=F1d=	8285,0	daN	
b1=	35,0	mm	larghezza coda piatto
d2=	10,0	mm	raggio perno
b=b1-d2	25,0	mm	
h=	15,0	mm	spessore elemento
n°=	1,0		numero piatti
Anet=b*h*n°=	3,8	cmq	area netta
Y _{M2} :	1,25		
ftk=	4400,00	daN/cmq	S450
Nrd=0,9*Anet*ftk/γ _{m2}	11880	daN	resist. a rott. della sezione
Verifica:			
F1d/Nrd =	0,70	< 1	

	MIN	MAX
Force(kgf)	245,8	7379,1
	[Bm:1337]	[Bm:1302]



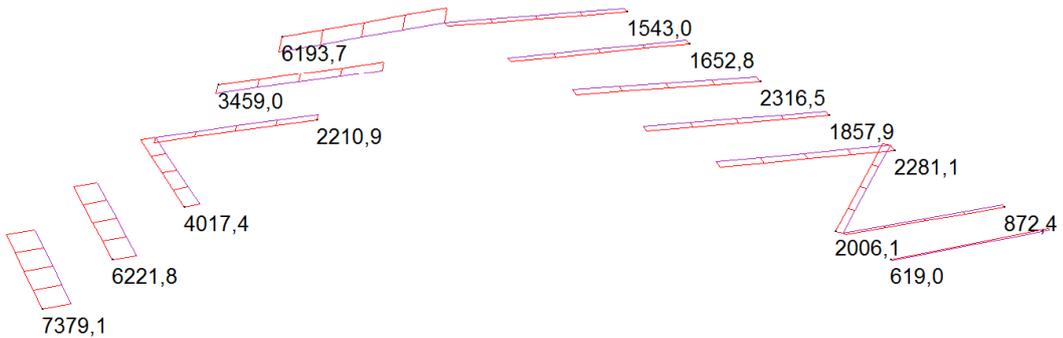
Trazioni SISMA X controventi di copertura

	MIN	MAX
Force(kgf)	245,8	5712,2
	[Bm:1337]	[Bm:1291]

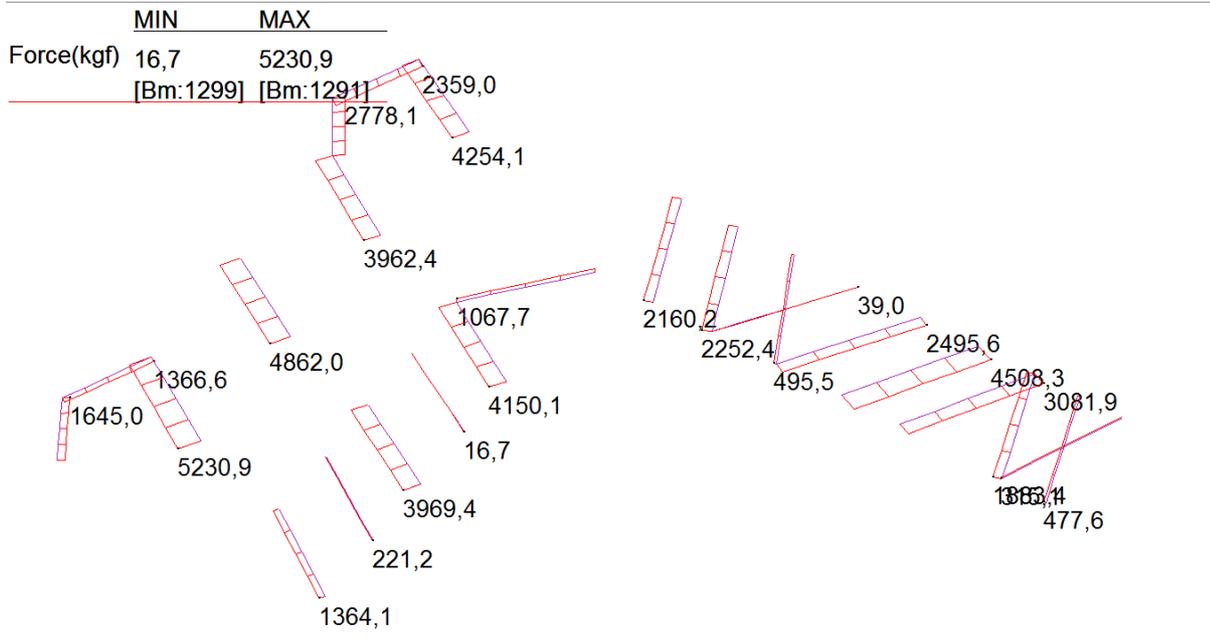


Tiranti f16

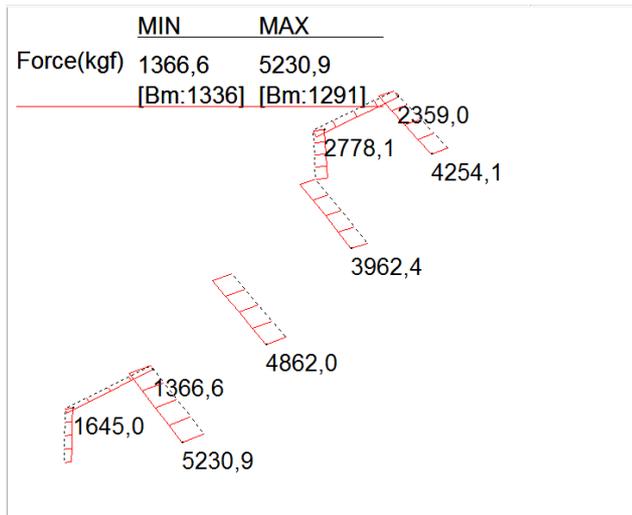
	MIN	MAX
Force(kgf)	619,0	7379,1
	[Bm:1307]	[Bm:1302]



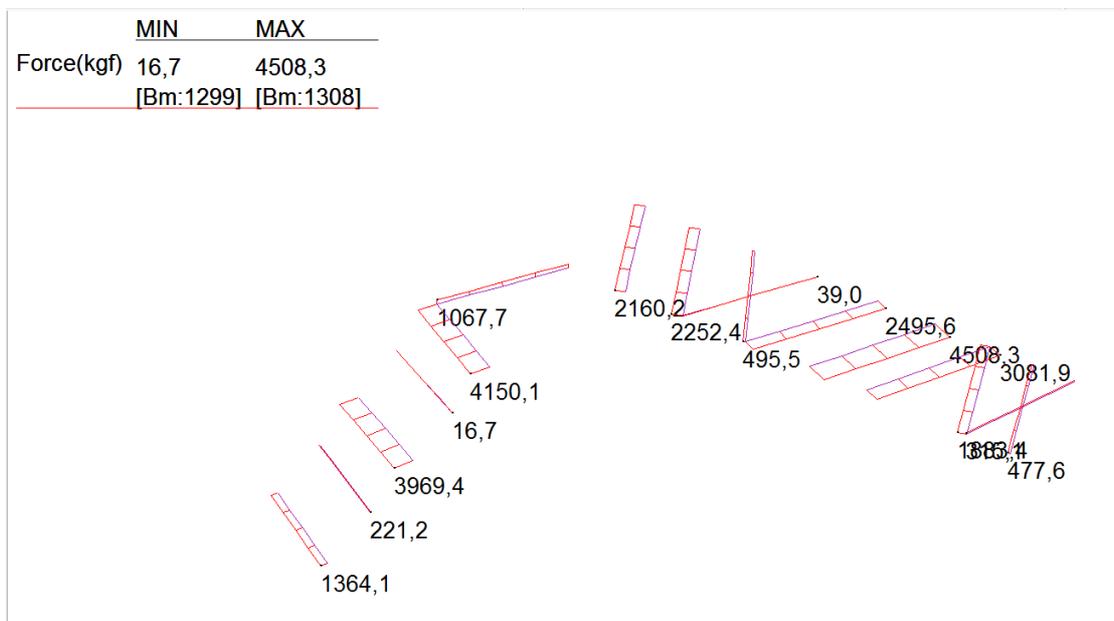
Nastri di copertura



Trazioni SISMA Y controventi di copertura



Tiranti f16



Nastri di copertura

VERIFICA PER I CONTROVENTI DI FALDA MAGGIORMENTE SOLLECITATI

NASTRO 90*2 C60

Fv1=	7390,00 daN	Trazione sul tirante
A=9*0,2-2*0,4*0,2	1,64 cmq	area con riduzione fori
Ft,Rd=A*5900/gm=	7740,8 daN	fissaggio
Fic/Ft,Rd=	0,95 <1	resistenza a trazione singolo tirante
OK VERIFICATO		

I CONTROVENTI DI FALDA GARANTISCONO LA CONTROVENTATURA DELLA COPERTURA

AM16= 2.0 cmq Area M16 C60

S=N/Am20= 5712/2.0= 2356 daN/cm² << 5047daN/cm² (per il C60)

OK VERIFICATI

NODO TIRANTI CONTROVENTI DI COPERTURA

VERIFICA A TAGLIO DEL BULLONE M 20 cl.8,8

FV=	5712 daN	Taglio agente sul nodo
n°=	1	numero bulloni
Fv,Ed=FV/n°	5712,0 daN	Taglio agente sul singolo bullone
Ares=	3,14 cmq	Area resistente bullone sezione piena
γM2=	1,25	Coefficiente di sicurezza unioni
ftb=	8000 daN/cm ²	per bulloni di classe 8.8
Fv,Rd=0,6*ftb*Ares/γM2=	12057,6	Taglio resistente
Ft/Fv,Rd=	0,47 <1	OK verificato

VERIFICA A RIFOLLAMENTO DEI FORI DEL PIATTO t=8mm

CONTROVENTO

Fx=	5712,00 daN	Azione di taglio
n°=	2,00	numero PIATTI
Ft=Fx/n°	2856,00 daN	Taglio sul bullone
d=	2,00 cm	diametro
t=	0,80 cm	spessore
A=t*d	1,60 cmq	
e1=	3,30 cm	
d0=	2,00 cm	
ftb=	8000 daN/cm ²	cl. 8,8
ftk=	5900 daN/cm ²	C60
e2=	3,30 cm	
a=min(e1/(3d0);(ftb/ftk);1)	0,55	
k=min(2,8e2/d0)-1,7;2,5)	2,50	
γM2=	1,25	
Fb,Rd=k*a*ftk*d*t/γM2=	7568 daN/cm ²	
Ft/Fb,Rd=	0,38 <1	OK verificato

VERIFICA A RIFOLLAMENTO DEI FORI DEL PIATTO t=15mm

PIATTO ANCOR.

Fx=	5712,00 daN	Azione di taglio
n°=	1,00	numero PIATTI
Ft=Fx/n°	5712,00 daN	Taglio sul bullone
d=	2,00 cm	diametro
t=	1,50 cm	spessore

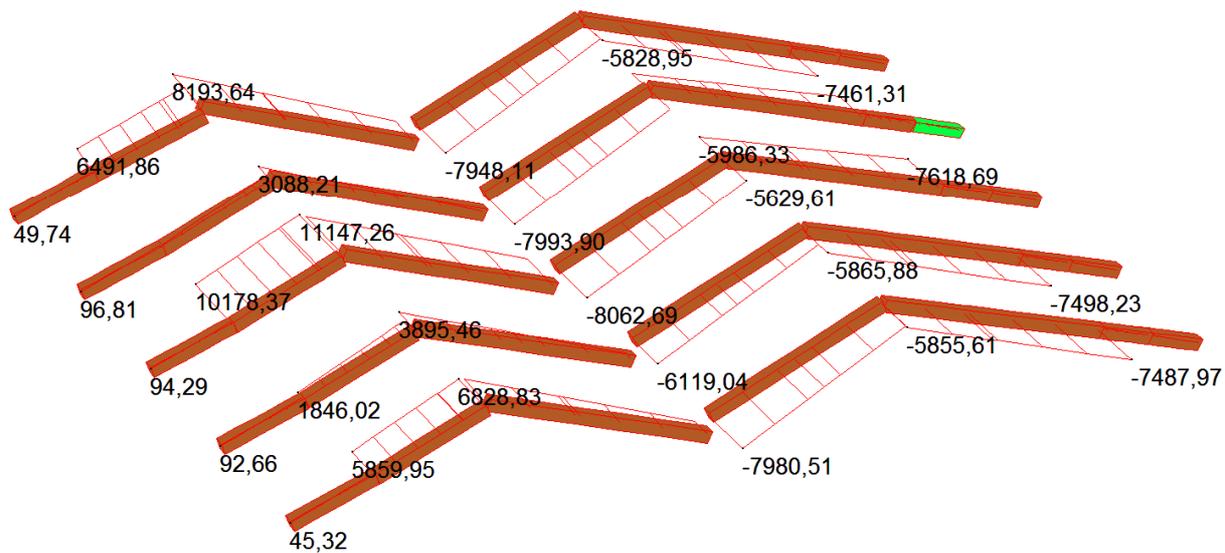
$A=t*d$	3,00	cmq	
$e1=$	3,30	cm	
$d0=$	2,00	cm	
$ftb=$	8000	daN/cmq	cl. 8,8
$ftk=$	5900	daN/cmq	C60
$e2=$	3,30	cm	
$a=\min(e1/(3d0);(ftb/ftk;1)$	0,55		
$k=\min(2,8e2/d0)-1,7;2,5)$	2,50		
$\gamma M2=$	1,25		
$Fb,Rd==k*a*ftk*d*t/\gamma M2=$	14190	daN/cmq	
$Ft/Fb,Rd=$	0,40	<1	OK verificato

Verifica NODI DEI CONTROVENTI -sezioni laterali tirante			
$F_{max}=F1d=$	5712,0	daN	
$b1=$	48,0	mm	larghezza piatto
$d2=$	20,0	mm	diametro perno
$b=b1-d2$	28,0	mm	
$h=$	8,0	mm	spessore elemento
$n^{\circ}=$	2,0		numero piatti
$A_{net}=b*h*n^{\circ}=$	4,5	cmq	area netta
$\gamma M2:$	1,25		
$ftk=$	5900,00	daN/cmq	C60
$Nrd=0,9*A_{net}*ftk/\gamma m2$	19031	daN	resist. a rott. della sezione
Verifica:			
$F1d/Nrd =$	0,30	< 1	

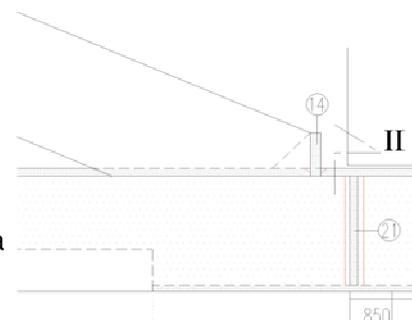
Verifica NODI DEI CONTROVENTI -sezioni finale tirante			
$F_{max}=F1d=$	5712,0	daN	
$b1=$	36,0	mm	larghezza coda piatto
$r2=$	10,0	mm	raggio perno
$b=b1-d2$	26,0	mm	
$h=$	8,0	mm	spessore elemento
$n^{\circ}=$	2,0		numero piatti
$A_{net}=b*h*n^{\circ}=$	4,2	cmq	area netta
$\gamma M2:$	1,25		
$ftk=$	5900,00	daN/cmq	C60
$Nrd=0,9*A_{net}*ftk/\gamma m2$	17672	daN	resist. a rott. della sezione
Verifica:			
$F1d/Nrd =$	0,32	< 1	

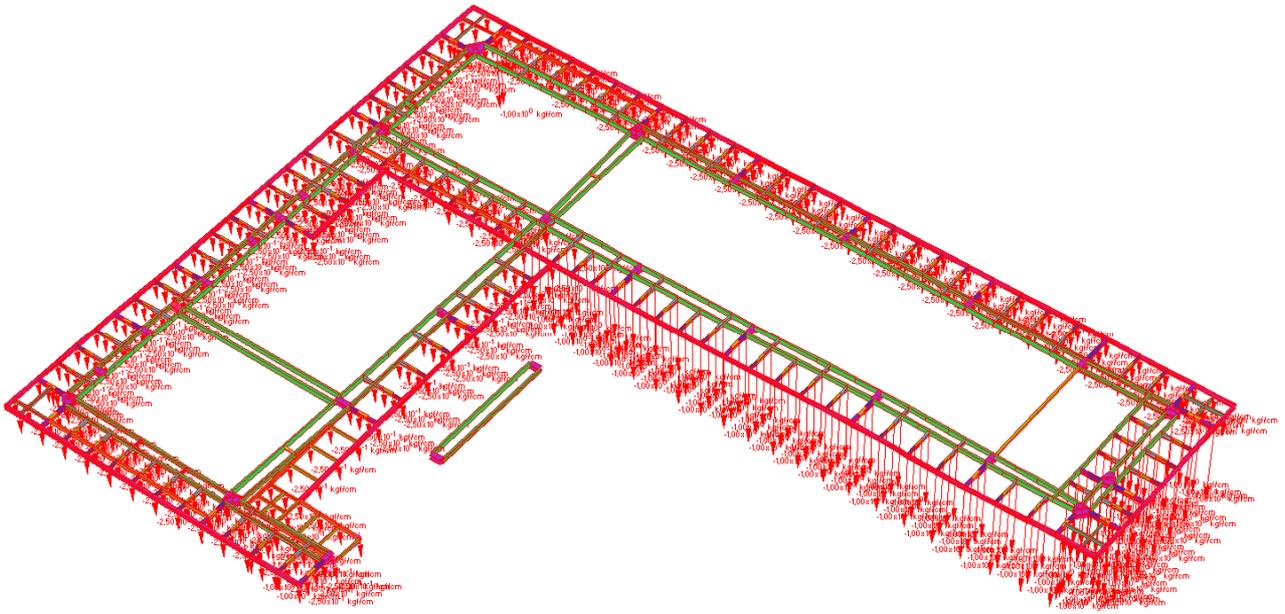
Verifica NODI DEI CONTROVENTI -sezioni ancoraggio vedi Capriata C2			
$F_{max}=F1d=$	5712,0	daN	
$b1=$	35,0	mm	larghezza coda piatto
$d2=$	10,0	mm	raggio perno
$b=b1-d2$	25,0	mm	
$h=$	15,0	mm	spessore elemento
$n^{\circ}=$	1,0		numero piatti
$A_{net}=b*h*n^{\circ}=$	3,8	cmq	area netta
$\gamma M2:$	1,25		
$ftk=$	4400,00	daN/cmq	S450
$Nrd=0,9*A_{net}*ftk/\gamma m2$	11880	daN	resist. a rott. della sezione
Verifica:			
$F1d/Nrd =$	0,48	< 1	

	MIN	MAX
Force(kgf)	-8062,69	11147,26
	[Bm:89]	[Bm:62]

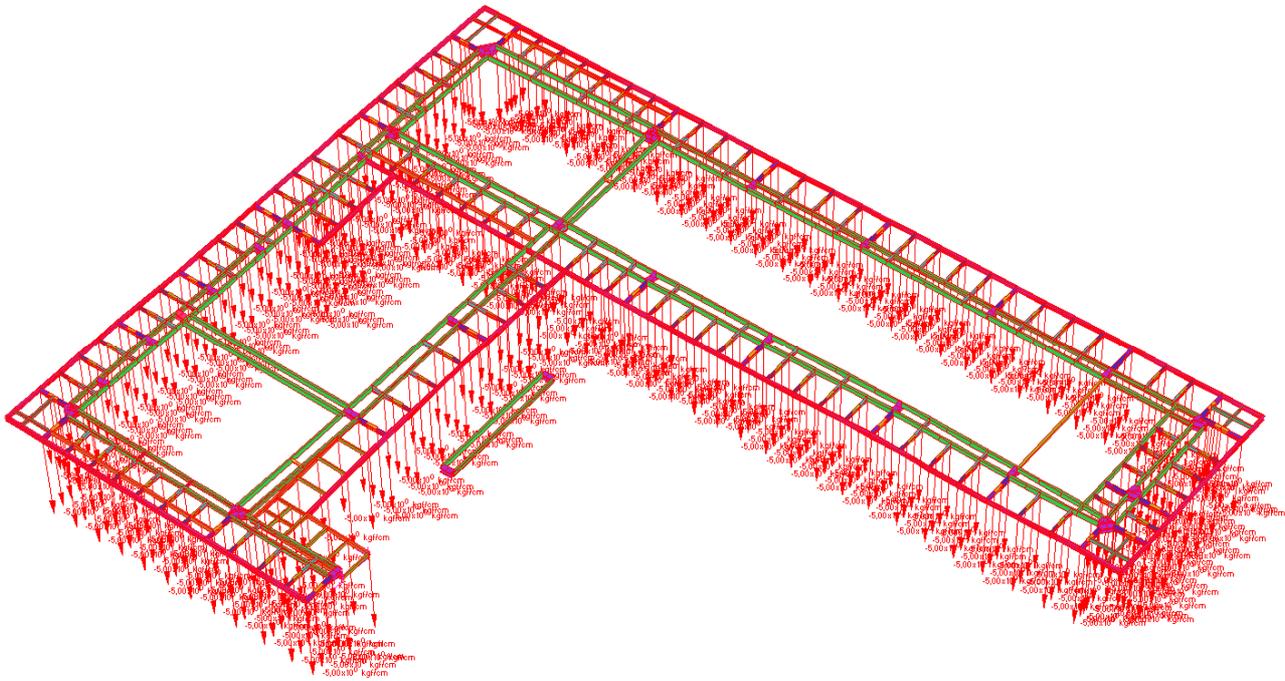


VERIFICA NODI		NODO CAPRIATE	
Materiale			
Tipo:	legno lamellare	Classe:	D60
$f_{m,k}$:	600 daN/cm ²	$f_{v,k}$:	53 daN/cm ²
$E_{0,mean}$:	170000 daN/cm ²	G_{mean} :	1060 daN/cm ²
		γ_M :	1,50
		γ_R :	1,00
		$f_{c,0,k}$:	320 daN/cm ²
		$f_{c,90,k}$:	1050 daN/cm ²
		ρ_k :	700 daN/m ³
Sezione			
b: base	20	20	cm
h: altezza	24	24	cm
		A:	480 cm ²
		W_x :	1920 cm ³
		J_x :	23040 cm ⁴
	χ :	1,2	
TALLONE			
Np =	8062,0 daN	comp. sollecitante	
β =	17 °	SLU	
Ac =	105,0 cm ²		
b =	15,00 cm	larghezza	
h =	7,00 cm	trave/dente	
At = b*I =	105,00 cm ²	altezza dente	
$f_{c,0,k} / (\gamma_m * \gamma_R) = f_1 =$	213 daN/cm ²	comp. parallela alla fibratura	
Nd = f _k * Ac	22400 daN	compressione resistente	
Nd/Np =	2,8 >1		



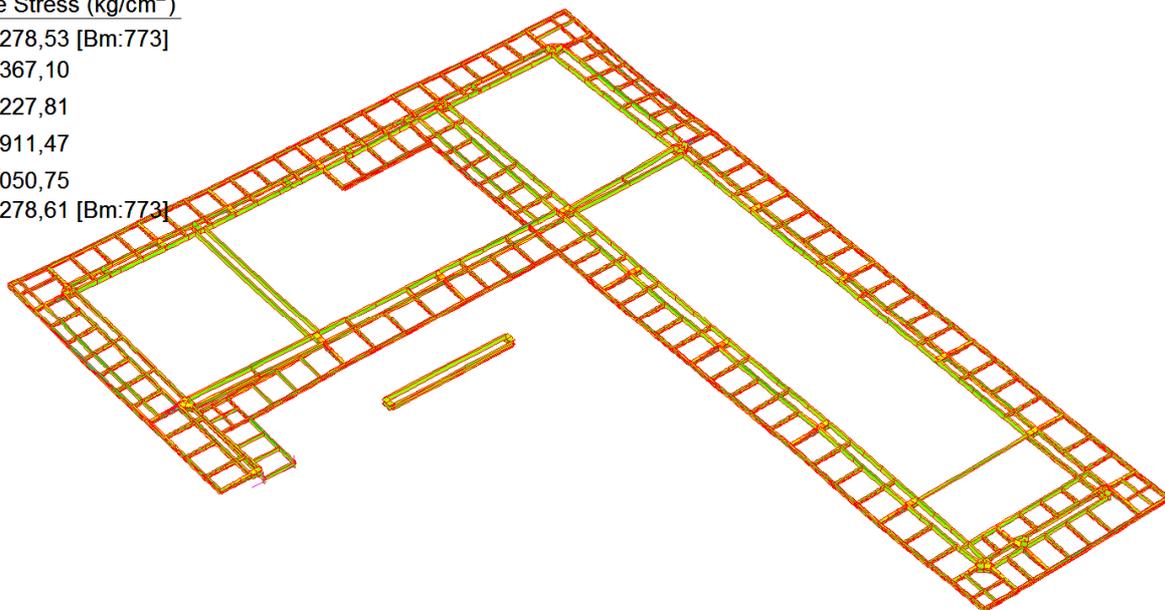
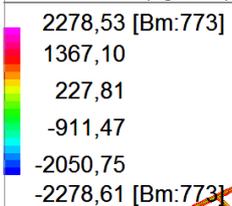


Carico permanente portato (dipende al tipo del piano di calpestio)



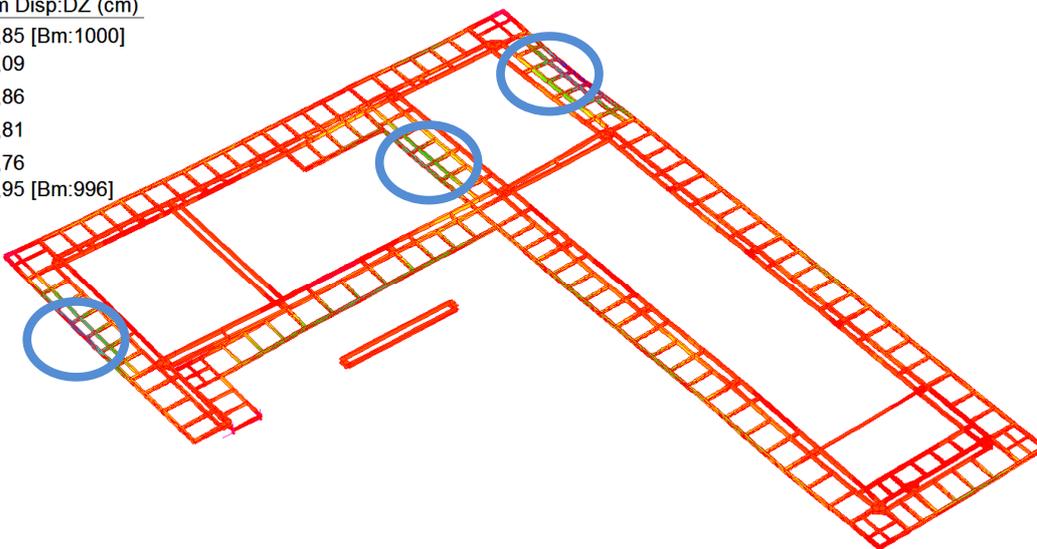
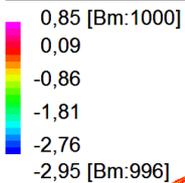
Carico permanente accidentale 500daN/mq

Fibre Stress (kg/cm²)



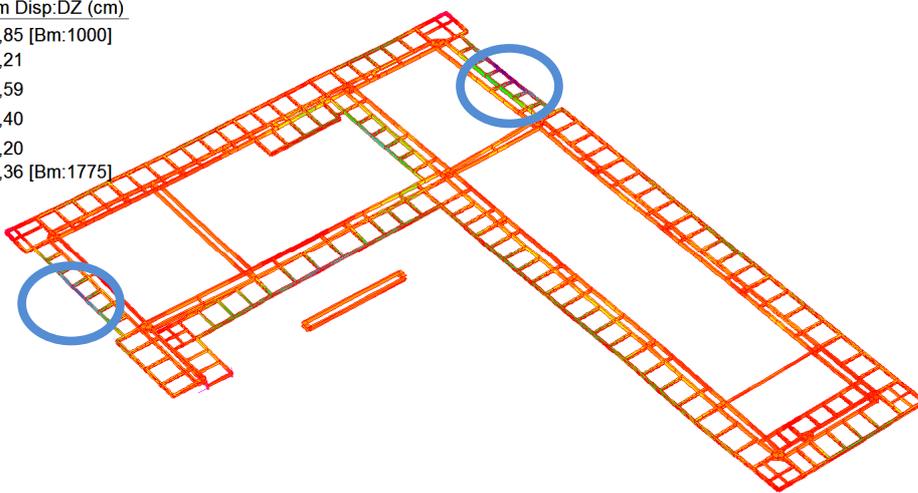
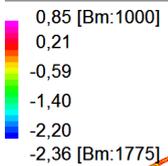
Stress SLU (acciaio previsto S450)

Beam Disp:DZ (cm)



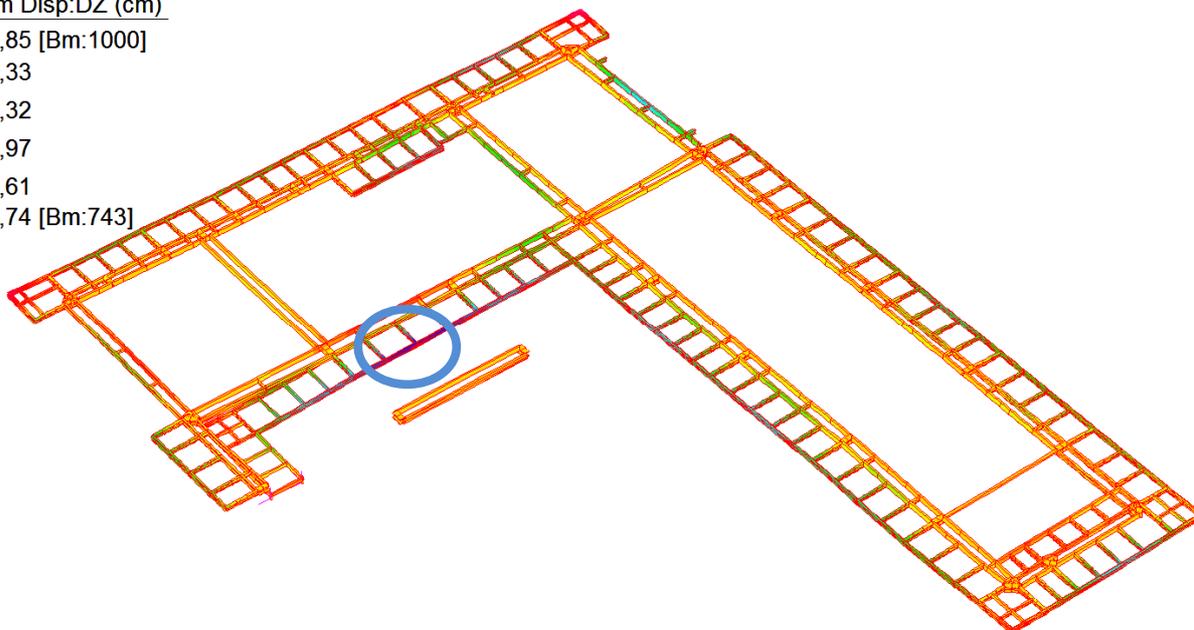
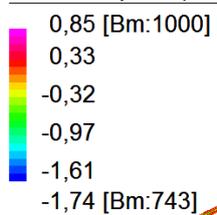
Spostamenti verticali SLE

Beam Disp:DZ (cm)



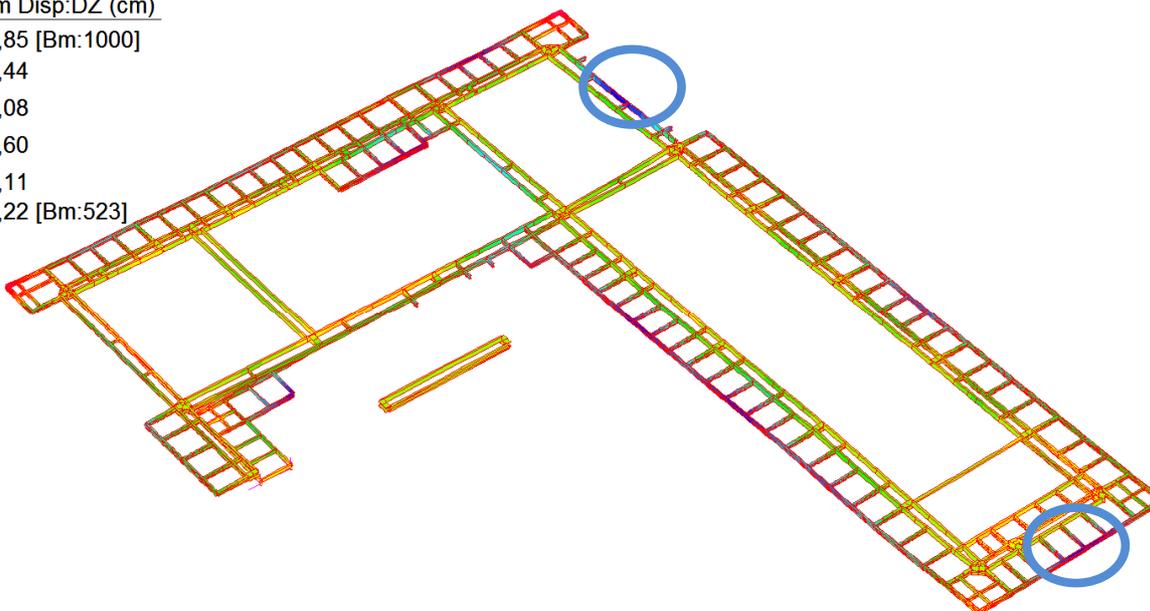
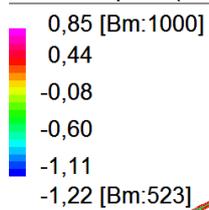
Spostamenti verticali SLE

Beam Disp:DZ (cm)



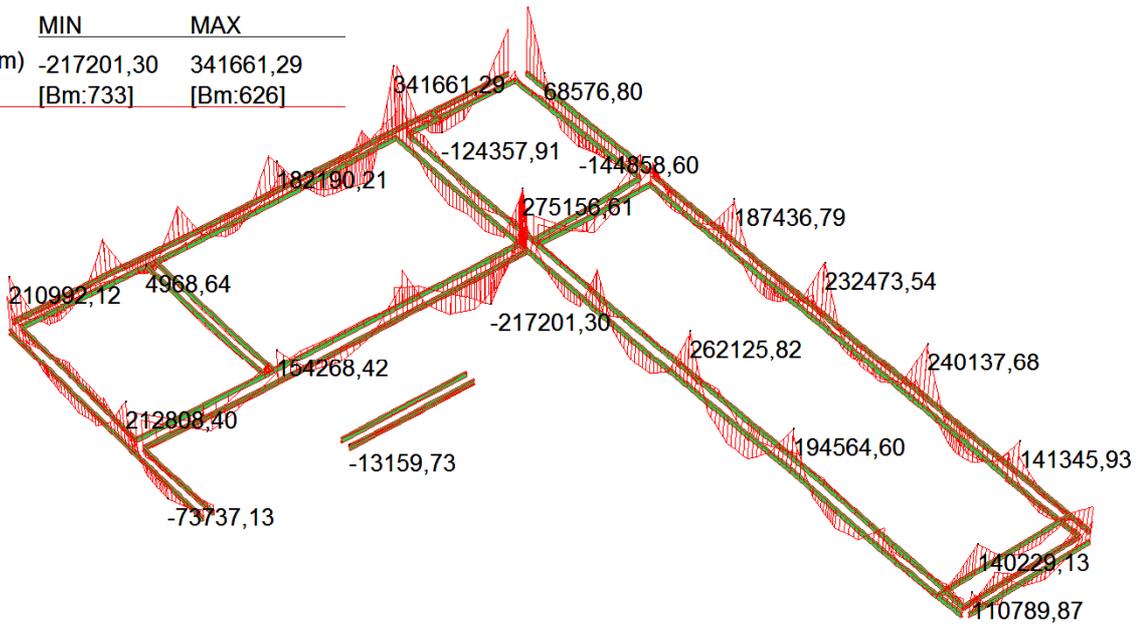
Spostamenti verticali SLE

Beam Disp:DZ (cm)



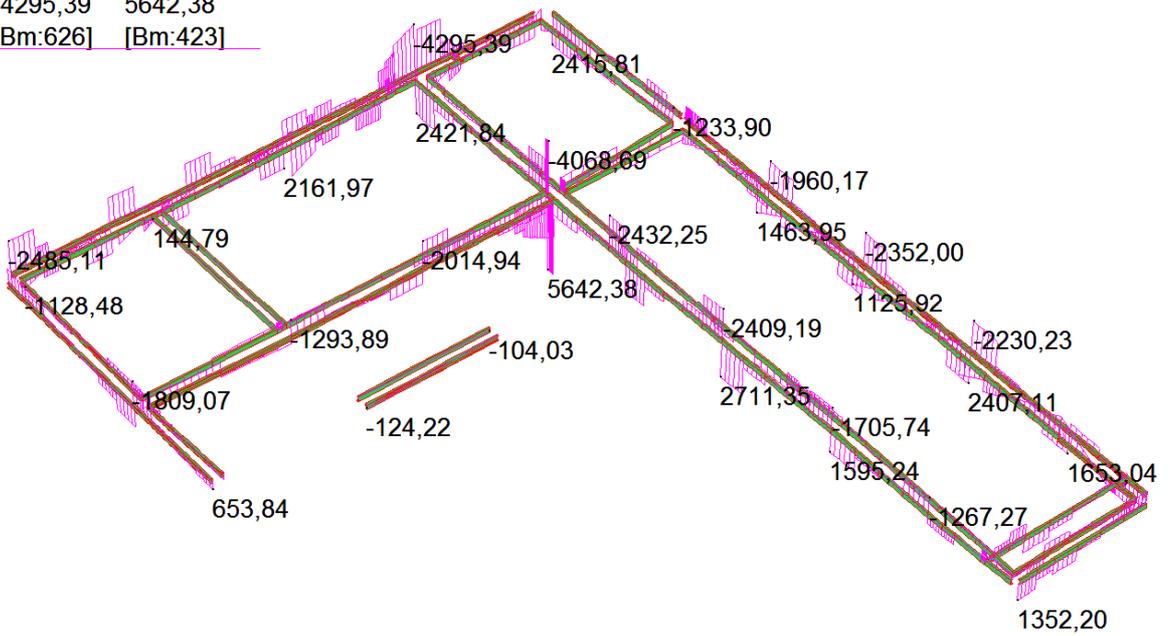
Spostamenti verticali SLE

	MIN	MAX
BM2(kgf.cm)	-217201,30	341661,29
	[Bm:733]	[Bm:626]



Momenti sollecitanti SLU su UPN220

	MIN	MAX
SF2(kgf)	-4295,39	5642,38
	[Bm:626]	[Bm:423]



Tagli sollecitanti SLU su UPN220

NODO TIPO PILASTRO 1

VERIFICA A TAGLIO DEL BULLONE M 20 cl.8,8

$FV/2=$	5650 daN	Taglio agente sul nodo
$n^{\circ}=$	6	numero bulloni
$Fv,Ed=FV/n^{\circ}$	941,7 daN	Taglio agente sul singolo bullone
$Ares=$	2,45 cmq	Area resistente bullone
$\gamma M2=$	1,25	Coefficiente di sicurezza unioni
$ftb=$	8000 daN/cmq	per bulloni di classe 8.8
$Fv,Rd=0,6*ftb*Ares/\gamma M2=$	9408,0	Taglio resistente
$Ft/Fv,Rd=$	0,10 <1	OK verificato

VERIFICA A RIFOLLAMENTO DEI FORI DEL PIATTO t=20mm

$Fx=$	5650,00 daN	Azione di taglio
$n^{\circ}=$	6,00	numero bulloni
$Ft=Fx/n^{\circ}$	941,67 daN	Taglio sul bullone
$d=$	2,00 cm	diametro
$t=$	2,00 cm	spessore
$A=t*d$	4,00 cmq	
$e1=$	3,00 cm	
$d0=$	2,00 cm	
$ftb=$	8000 daN/cmq	cl. 8,8
$ftk=$	4300 daN/cmq	S275
$e2=$	3,00 cm	
$a=\min(e1/(3d0);(ftb/ftk;1)$	0,50	
$k=\min(2,8e2/d0)-1,7;2,5)$	2,50	
$\gamma M2=$	1,25	
$Fb,Rd=k*a*ftk*d*t/\gamma M2=$	17200 daN/cmq	
$Ft/Fb,Rd=$	0,05 <1	OK verificato

VERIFICA A TAGLIO CON MOMENTO DEL BULLONE M 20 cl.8,8

$Ms1=$	341661 daNcm	Momento1 agente sul giunto
$Ms2=$	0 daNcm	Momento2 agente sul giunto
$b1=$	35 cm	distanza1 bulloni
$b2=$	10 cm	distanza2 bulloni
$FT1=Ms1/b1$	9762 daN	Taglio1 sui bulloni
$FT2=Ms2/b2$	0 daN	Taglio2 sui bulloni
$n1^{\circ}=$	2	Coppia su cui agisce la trazione
$n2^{\circ}=$	2	
$Ft,Ed1=FT1/n1^{\circ}=$	4880,87 daN	Taglio1 sul singolo bullone
$Ft,Ed2=FT2/n2^{\circ}=$	0,00 daN	Taglio2 sul singolo bullone
$Ft,Md=(Ft,Ed1^2+Ft,Ed2^2)^{0,5}$	4880,87 daN	Trazione da Ms risultante sul bullone
$N=$	5415 daN	Taglio diretta agente
$n^{\circ}=$	6,00	numero bulloni
$Ft,Nd=N/n^{\circ}$	902,50 daN	Taglio da N risultante sul bullone
$Ft,Ed=Ft,Nd+Ft,Md=$	5783,37	Taglio sollecitante sulla coppia
$Ares=$	2,45 cmq	Area resistente bullone
$\gamma M2=$	1,25	Coefficiente di sicurezza unioni

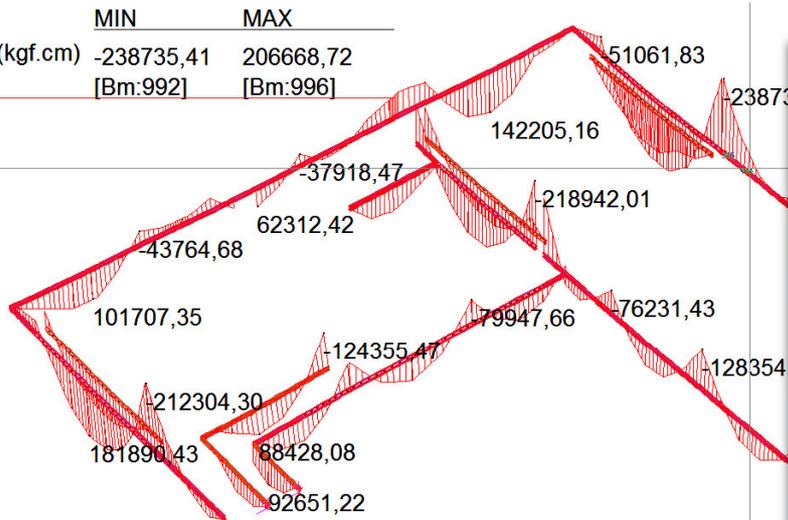
ftb=	8000 daN/cm ²	per bulloni di classe 8.8
Fv,Rd=0,6*ftb*Ares/γM2=	9408,0	Taglio resistente
Ft/Fv,Rd=	0,61 <1	OK verificato

VERIFICA A RIFOLLAMENTO DEI FORI DEL PIATTO t=20mm			
Fx=	5783,37 daN		Azione di taglio
n°=	1,00		numero bulloni
Ft=Fx/n°	5783,37 daN		Taglio sul bullone
d=	2,00 cm		diametro
t=	2,00 cm		spessore
A=t*d	4,00 cm ²		
e1=	3,00 cm		
d0=	2,00 cm		
ftb=	8000 daN/cm ²	cl. 8,8	
ftk=	5500 daN/cm ²	S450	
e2=	3,00 cm		
a=min(e1/(3d0);(ftb/ftk;1)	0,50		
k=min(2,8e2/d0)-1,7;2,5)	2,50		
γM2=	1,25		
Fb,Rd==k*a*ftk*d*t/γM2=	22000 daN/cm ²		
Ft/Fb,Rd=	0,26 <1		OK verificato

VERIFICA A RIFOLLAMENTO DEI FORI DEL PIATTO UPN 220 SP=9mm			
Fx=	5783,37 daN		Azione di taglio
n°=	1,00		numero bulloni
Ft=Fx/n°	5783,37 daN		Taglio sul bullone
d=	2,00 cm		diametro
t=	0,90 cm		spessore
A=t*d	1,80 cm ²		
e1=	3,00 cm		
d0=	2,00 cm		
ftb=	8000 daN/cm ²	cl. 8,8	
ftk=	5500 daN/cm ²	S450	
e2=	3,00 cm		
a=min(e1/(3d0);(ftb/ftk;1)	0,50		
k=min(2,8e2/d0)-1,7;2,5)	2,50		
γM2=	1,25		
Fb,Rd==k*a*ftk*d*t/γM2=	9900 daN/cm ²		
Ft/Fb,Rd=	0,58 <1		OK verificato

VERIFICA TENSIONALE PIATTO 1 piatto 20*165mm SP=20mm			
Ms1=	341661 daNcm		Momento1 agente sul giunto
Wpl=	136,13 cm ³		
fyk=	4400,00 daN/cm ²		tensione caratt. di snervam S450
γM2=	1,25		
Mr=Wpl*fyk/γM2=	479160 daNcm		Momento resistente piastra
Ms1/Mr=	0,713 <1		OK VERIFICATO

	MIN	MAX
BM2(kgf.cm)	-238735,41	206668,72
	[Bm:992]	[Bm:996]



Ms= 96774 daNcm

Ts= 1950 daN

NODO UPN 180 P.a

VERIFICA A TAGLIO CON MOMENTO DEL BULLONE M 16 cl.8,8

Ms1=	96774 daNcm	Momento1 agente sul giunto
Ms2=	0 daNcm	Momento2 agente sul giunto
b1=	12,5 cm	distanza1 bulloni
b2=	10 cm	distanza2 bulloni
FT1=Ms1/b1	7742 daN	Taglio1 sui bulloni
FT2=Ms2/b2	0 daN	Taglio2 sui bulloni
n1*°	2	Coppia su cui agisce la trazione
n2*°	2	
Ft,Ed1=FT1/n1*°=	3870,96 daN	Taglio1 sul singolo bullone
Ft,Ed2=FT2/n2*°=	0,00 daN	Taglio2 sul singolo bullone
Ft,Md=(Ft,Ed1^2+Ft,Ed2^2)^0,5	3870,96 daN	Trazione da Ms risultante sul bullone
N=	1950 daN	Taglio diretta agente
n°=	4,00	numero bulloni
Ft,Nd=N/n°	487,50 daN	Taglio da N risultante sul bullone
Ft,Ed=Ft,Nd+Ft,Md=	4358,46	Taglio sollecitante sulla coppia
Ares=	1,57 cmq	Area resistente bullone
γM2=	1,25	Coefficiente di sicurezza unioni
ftb=	8000 daN/cm ²	per bulloni di classe 8.8
Fv,Rd=0,6*ftb*Ares/γM2=	6028,8	Taglio resistente
Ft/Fv,Rd=	0,72 <1	OK verificato

VERIFICA A RIFOLLAMENTO DEI FORI DEL PIATTO UPN 180 SP=8mm

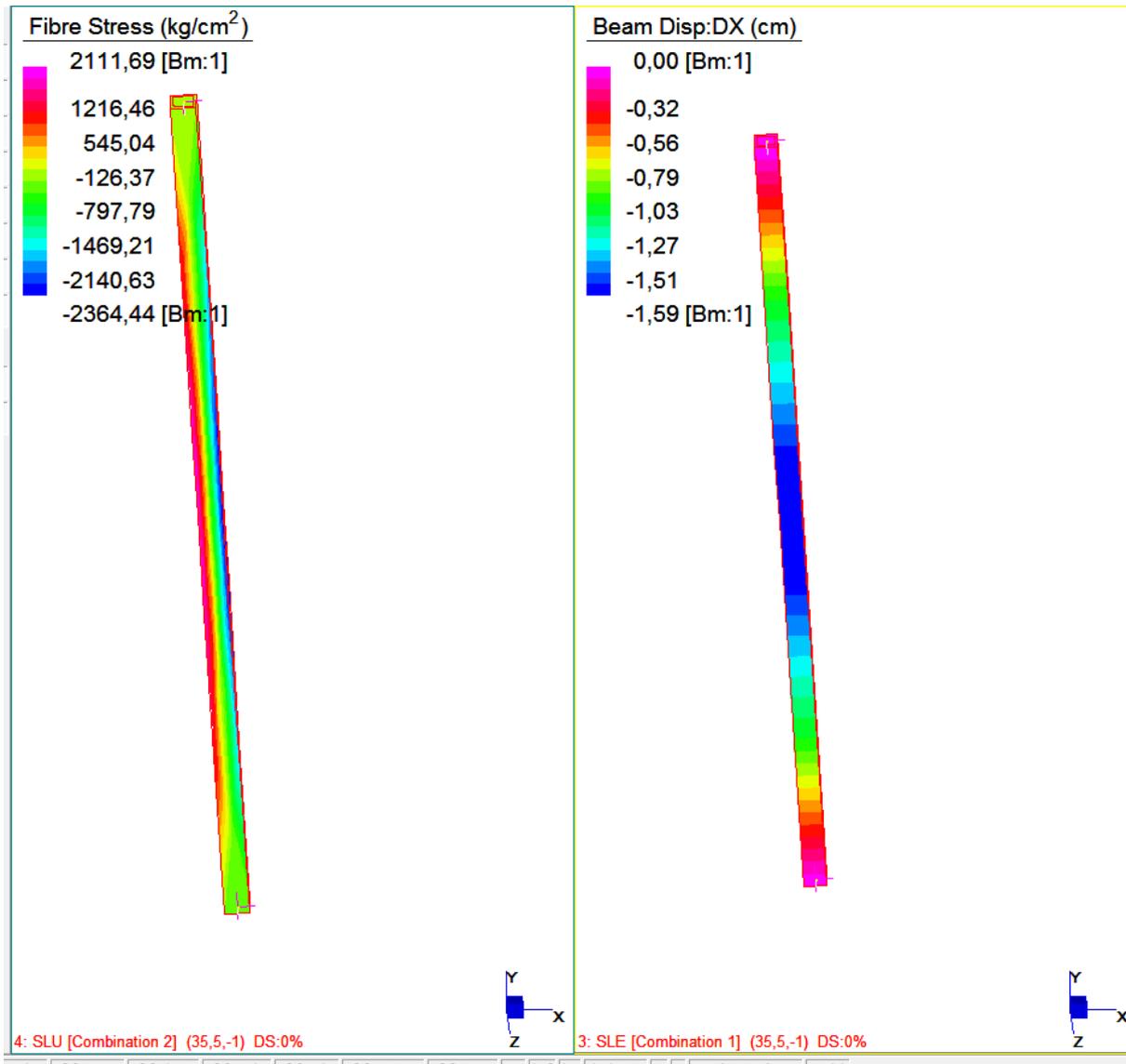
Fx=	4358,46 daN	Azione di taglio
n°=	1,00	numero bulloni

$F_t = F_x / n^\circ$	4358,46 daN	Taglio sul bullone
$d =$	1,60 cm	diametro
$t =$	0,80 cm	spessore
$A = t * d$	1,28 cmq	
$e_1 =$	3,00 cm	
$d_0 =$	1,60 cm	
$f_{tb} =$	8000 daN/cmq	cl. 8,8
$f_{tk} =$	5500 daN/cmq	S450
$e_2 =$	3,00 cm	
$a = \min(e_1 / (3d_0); (f_{tb} / f_{tk}; 1)$	0,63	
$k = \min(2,8e_2 / d_0) - 1,7; 2,5)$	2,50	
$\gamma_{M2} =$	1,25	
$F_b, R_d = k * a * f_{tk} * d * t / \gamma_{M2} =$	8800 daN/cmq	
$F_t / F_b, R_d =$	0,50 <1	OK verificato

VERIFICA TENSIONALE PIATTO 7	piatto 15*110mm	SP=15mm
$M_{s1} =$	96774 daNcm	Momento1 agente sul giunto
$W_{pl} =$	45,38 cmc	
$f_{yk} =$	4400,00 daN/cmq	tensione caratt. di snervam S450
$\gamma_{M2} =$	1,25	
$M_r = W_{pl} * f_{yk} / \gamma_{M2} =$	159720 daNcm	Momento resistente piastra
$M_{s1} / M_r =$	0,606 <1	OK VERIFICATO

FRANGISOLE

Si applica sul tubolare 60*60*6 ad interasse di 1.4m alto 2.5m una azione orizzontale verticale di 350daN/ml che rappresenta l'azione sismica delle strutture di rivestimento previste.



Stress SLU

deformazioni SLE

Straus7

LINEAR BUCKLING SOLVER

ITERATION 3

Current Buckling Load Factors

1.49482E+01 2.02609E+01 7.45437E+01 1.00948E+02 -3.99421E+05

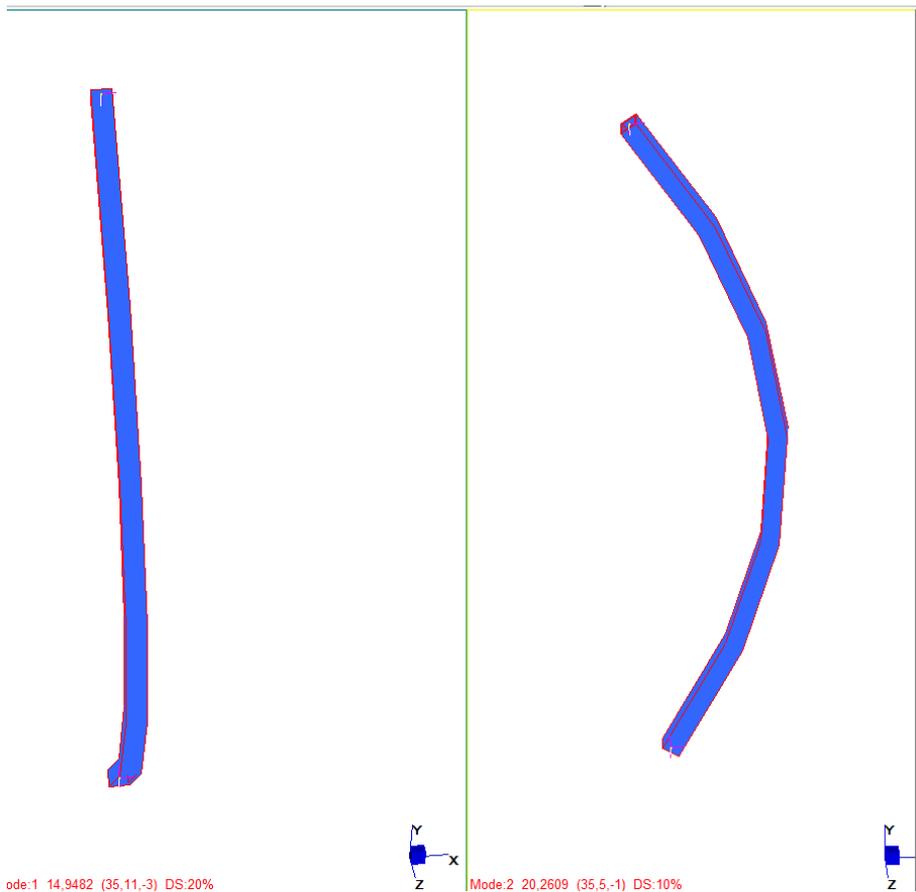
Relative Difference

4.75337E-16 1.75348E-16 1.90638E-16 2.81549E-16 1.45730E-16

FINAL BUCKLING RESULTS

CALCULATED BUCKLING LOAD FACTORS

- 1 1.49482036E+01
- 2 2.02609338E+01
- 3 7.45437389E+01
- 4 1.00947683E+02
- 5 -3.99421362E+05



VERIFICA PARAPETTI

Verifica PARAPETTO	G2
F=	300 daN/m
g=	1,5
h=	100 cm
i=	1,3 m
	17*50 C60
$M_s = F \cdot i \cdot h \cdot g$	58500 daNcm
Wpl=	10,6 cm ³
fyk=	5900
$\gamma_{M2} =$	1,05
$M_{rd} = W_{pl} \cdot f_{yk} / \gamma_{M2} =$	59702,4 daNcm
Ms/Mrd	0,98 <1 OK verificato

Verifica PARAPETTO	G1
F=	300 daN/m
g=	1,5
h=	100 cm
i=	1,15 m
	15*50 C60
$M_s = F \cdot i \cdot h \cdot g$	51750 daNcm
Wpl=	9,4 cm ³
fyk=	5900
$\gamma_{M2} =$	1,05
$M_{rd} = W_{pl} \cdot f_{yk} / \gamma_{M2} =$	52678,6 daNcm
Ms/Mrd	0,98 <1 OK verificato

PIANI DI CALPESTIO

GRIGLIATO barra portante 35*3/21mm

CLASSE 1 - FOLLA COMPATTA (PORTATA PEDONALE)  ASSOCIATI

Carico dinamico 630 daN/m² materiale = acciaio S235JR $\sigma_{amm} = 16 \text{ daN/mm}^2$ freccia elastica = 1/200 L_n max 5 mm

luce netta massima tra gli appoggi (mm)

Interasse barre portanti (mm)

Barra Portante h x s	11		15		21		22		25		30		33		34		44		66		88		99	
20 x 2	1116	5,00	1032	5,00	933	4,66	918	4,58	880	4,39	828	4,14	802	4,01	794	3,97	729	3,65	637	3,19	554	2,44	523	2,17
25 x 2	1319	5,00	1220	5,00	1122	5,00	1109	5,00	1074	5,00	1026	5,00	1002	5,00	993	4,96	911	4,56	796	3,98	693	3,05	653	2,71
30 x 2	1512	5,00	1399	5,00	1286	5,00	1272	5,00	1232	5,00	1177	5,00	1149	5,00	1140	5,00	1069	5,00	955	4,78	832	3,66	784	3,26
35 x 2	1698	5,00	1571	5,00	1444	5,00	1427	5,00	1383	5,00	1321	5,00	1290	5,00	1280	5,00	1200	5,00	1084	5,00	970	4,28	915	3,80
40 x 2	1876	5,00	1736	5,00	1596	5,00	1578	5,00	1528	5,00	1460	5,00	1426	5,00	1415	5,00	1327	5,00	1199	5,00	1109	4,89	1046	4,34
45 x 2	2050	5,00	1897	5,00	1744	5,00	1724	5,00	1669	5,00	1595	5,00	1557	5,00	1546	5,00	1449	5,00	1310	5,00	1219	5,00	1176	4,89
50 x 2	2218	5,00	2053	5,00	1887	5,00	1865	5,00	1807	5,00	1726	5,00	1686	5,00	1673	5,00	1569	5,00	1417	5,00	1319	5,00	1271	5,00
25 x 3	1460	5,00	1351	5,00	1242	5,00	1227	5,00	1189	5,00	1136	5,00	1109	5,00	1101	5,00	1032	5,00	911	5,00	828	5,00	796	3,98
30 x 3	1674	5,00	1549	5,00	1424	5,00	1407	5,00	1363	5,00	1302	5,00	1272	5,00	1262	5,00	1183	5,00	1069	5,00	993	5,00	955	4,78
35 x 3	1879	5,00	1739	5,00	1598	5,00	1580	5,00	1530	5,00	1462	5,00	1427	5,00	1417	5,00	1328	5,00	1200	5,00	1117	5,00	1084	5,00
40 x 3	2077	5,00	1922	5,00	1767	5,00	1746	5,00	1691	5,00	1616	5,00	1578	5,00	1566	5,00	1468	5,00	1327	5,00	1235	5,00	1199	5,00
45 x 3	2269	5,00	2099	5,00	1930	5,00	1908	5,00	1848	5,00	1765	5,00	1724	5,00	1711	5,00	1604	5,00	1449	5,00	1349	5,00	1310	5,00
50 x 3	2455	5,00	2272	5,00	2089	5,00	2064	5,00	2000	5,00	1910	5,00	1865	5,00	1852	5,00	1736	5,00	1569	5,00	1460	5,00	1417	5,00
60 x 3	2815	5,00	2605	5,00	2395	5,00	2367	5,00	2293	5,00	2190	5,00	2139	5,00	2123	5,00	1990	5,00	1798	5,00	1674	5,00	1625	5,00
70 x 3	3160	5,00	2924	5,00	2688	5,00	2657	5,00	2574	5,00	2459	5,00	2401	5,00	2383	5,00	2234	5,00	2019	5,00	1879	5,00	1824	5,00
80 x 3	3493	5,00	3232	5,00	2972	5,00	2937	5,00	2845	5,00	2718	5,00	2654	5,00	2634	5,00	2470	5,00	2232	5,00	2077	5,00	2016	5,00
90 x 3	3816	5,00	3531	5,00	3246	5,00	3208	5,00	3108	5,00	2969	5,00	2899	5,00	2878	5,00	2698	5,00	2438	5,00	2269	5,00	2203	5,00
100 x 3	4129	5,00	3821	5,00	3513	5,00	3472	5,00	3363	5,00	3213	5,00	3138	5,00	3114	5,00	2920	5,00	2638	5,00	2455	5,00	2384	5,00
30 x 4	1798	5,00	1664	5,00	1530	5,00	1512	5,00	1465	5,00	1399	5,00	1366	5,00	1356	5,00	1272	5,00	1149	5,00	1069	5,00	1038	5,00
40 x 4	2232	5,00	2065	5,00	1898	5,00	1876	5,00	1817	5,00	1736	5,00	1696	5,00	1683	5,00	1578	5,00	1426	5,00	1327	5,00	1288	5,00
45 x 4	2438	5,00	2256	5,00	2074	5,00	2050	5,00	1985	5,00	1897	5,00	1852	5,00	1838	5,00	1724	5,00	1557	5,00	1449	5,00	1407	5,00
50 x 4	2638	5,00	2441	5,00	2244	5,00	2218	5,00	2149	5,00	2053	5,00	2005	5,00	1990	5,00	1865	5,00	1686	5,00	1569	5,00	1523	5,00
60 x 4	3025	5,00	2799	5,00	2573	5,00	2544	5,00	2464	5,00	2354	5,00	2298	5,00	2281	5,00	2139	5,00	1933	5,00	1798	5,00	1746	5,00
70 x 4	3396	5,00	3142	5,00	2889	5,00	2855	5,00	2766	5,00	2642	5,00	2580	5,00	2561	5,00	2401	5,00	2169	5,00	2019	5,00	1960	5,00
80 x 4	3753	5,00	3473	5,00	3193	5,00	3156	5,00	3057	5,00	2921	5,00	2852	5,00	2831	5,00	2654	5,00	2398	5,00	2232	5,00	2167	5,00
90 x 4	4100	5,00	3794	5,00	3488	5,00	3448	5,00	3339	5,00	3190	5,00	3115	5,00	3092	5,00	2899	5,00	2620	5,00	2438	5,00	2367	5,00
100 x 4	4437	5,00	4106	5,00	3775	5,00	3731	5,00	3614	5,00	3453	5,00	3372	5,00	3346	5,00	3138	5,00	2835	5,00	2638	5,00	2562	5,00
110 x 4	4766	5,00	4411	5,00	4055	5,00	4008	5,00	3882	5,00	3709	5,00	3621	5,00	3594	5,00	3370	5,00	3045	5,00	2834	5,00	2752	5,00
120 x 4	5088	5,00	4708	5,00	4328	5,00	4278	5,00	4144	5,00	3959	5,00	3866	5,00	3837	5,00	3597	5,00	3251	5,00	3025	5,00	2937	5,00
40 x 5	2360	5,00	2184	5,00	2077	5,00	1984	5,00	1922	5,00	1836	5,00	1793	5,00	1780	5,00	1668	5,00	1508	5,00	1403	5,00	1362	5,00
50 x 5	2790	5,00	2581	5,00	2373	5,00	2346	5,00	2272	5,00	2171	5,00	2120	5,00	2104	5,00	1972	5,00	1782	5,00	1659	5,00	1610	5,00
60 x 5	3199	5,00	2960	5,00	2721	5,00	2690	5,00	2605	5,00	2489	5,00	2430	5,00	2412	5,00	2262	5,00	2043	5,00	1902	5,00	1846	5,00
70 x 5	3591	5,00	3323	5,00	3055	5,00	3019	5,00	2924	5,00	2794	5,00	2728	5,00	2708	5,00	2539	5,00	2294	5,00	2135	5,00	2073	5,00
80 x 5	3969	5,00	3673	5,00	3376	5,00	3337	5,00	3232	5,00	3088	5,00	3016	5,00	2993	5,00	2806	5,00	2536	5,00	2360	5,00	2291	5,00
90 x 5	4335	5,00	4012	5,00	3688	5,00	3646	5,00	3531	5,00	3374	5,00	3294	5,00	3270	5,00	3065	5,00	2770	5,00	2578	5,00	2503	5,00
100 x 5	4692	5,00	4342	5,00	3992	5,00	3945	5,00	3821	5,00	3651	5,00	3565	5,00	3538	5,00	3318	5,00	2998	5,00	2790	5,00	2709	5,00
110 x 5	5040	5,00	4664	5,00	4287	5,00	4238	5,00	4104	5,00	3922	5,00	3829	5,00	3801	5,00	3563	5,00	3220	5,00	2996	5,00	2909	5,00
120 x 5	5380	5,00	4978	5,00	4576	5,00	4524	5,00	4381	5,00	4186	5,00	4087	5,00	4057	5,00	3804	5,00	3437	5,00	3199	5,00	3106	5,00

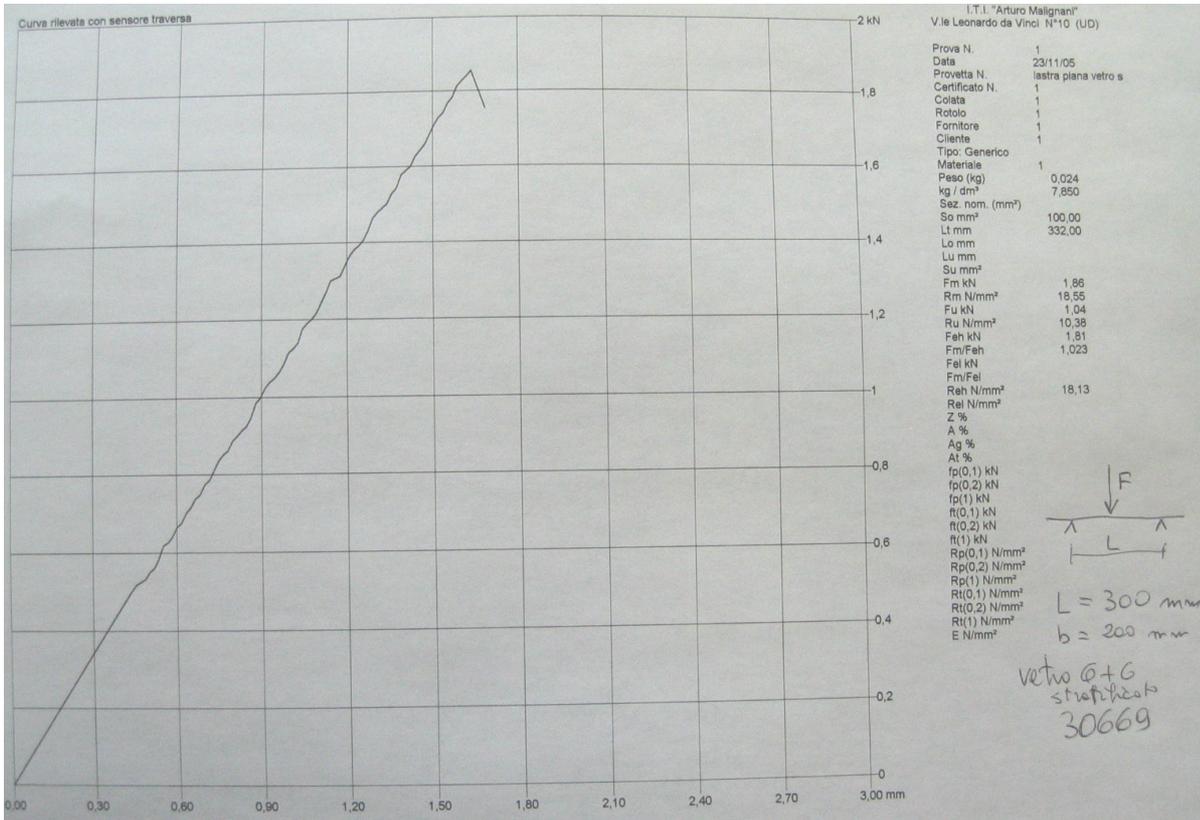
appendice II

VETRO STRATIFICATO 10+10+10

Si prevede un vetro stratificato temperato 10+10+10mm

Il carico accidentale per il calcolo delle lastre di vetro si adotta 500daN/mq

Si riportano delle prove di rottura per lastre stratificate di sicurezza simili a quelle di progetto con due strati 6+6mm



Stress SLU

Tensioni sollecitanti sul vetro stratificato temperato 10+10+10mm

s=	3	cm		
L	1,4	m		
g	21,0	daN/mq		
q	500,0	daN/mq		
g+q	919,4	daN/mq		
li	1,0	m		
M	209,5	daNm		
W=	150,0			
fs =M/W	139,6	daN/cm ²	<354 daN/cm ²	tensione massima sollecitante per il vetro temperato

RESISTENZA DEL VETRO TEMPERATO

La normativa fornisce l'espressione per il calcolo della tensione massima ammissibile dal vetro temperato:

zona vicina e lontana dai bordi:
$$f_{eg,d} = f_{g;d} = k_p \frac{k_{sp} \cdot k_{mod} \cdot f_{g;k} + k_v (f_{b;k} - f_{g;k})}{\gamma_M}$$

con:

$f_{b;k}$: valore caratteristico di tempra;

k_v : fattore di indurimento dipendente dal tipo di vetro;

per il vetro FLOAT si ha:

Tipo di Vetro	Fattore di indurimento k_v	Valore caratteristico di tempra $f_{b;k}$		
		Tempra termica	Tempra termica parziale	Tempra chimica
FLOAT	1,00	120 N/mm ²	70 N/mm ²	150 N/mm ²

$f_{g,k} = 450$ daN/cm²

$f_{b,k} = 700$ daN/cm²

$k_v = 1$

$g_m = 1,4$

$k_{sp} = 0,67$

$k_{mod} = 1$

$k_p = 0,9$

$f_{g,d} = 354,5$ daN/cm² tensione massima resistente per il vetro temperato

$f_{g,d}/f_s = 2,539038 > 1$ OK verificato

Tensione resistente >> Tensione sollecitante

RESISTENZA DEL MATERIALE

La normativa fornisce l'espressione per il calcolo della tensione massima resistente del materiale:

zona lontana dai bordi:
$$f_{g,d} = \frac{k_p \cdot k_{mod} \cdot k_{sp} \cdot f_{g,k}}{\gamma_M}$$

zona in prossimità dei bordi: $f_{eg,d} = 0,8 f_{g,d}$

con:

$f_{g,k} = 45 \text{ N/mm}^2$: resistenza a flessione caratteristica del materiale;

γ_M : fattore parziale per il materiale;

$k_p = 1$ o $0,9$: fattore che tiene conto dell'accuratezza delle proprietà fisiche meccaniche del materiale; 1 se queste sono riferite direttamente alle Norme specifiche, 0,9 se si considerano i valori direttamente riportati;

$k_{sp} = 0,67$ (es. FLOAT): valore che tiene conto della finitura superficiale;

$k_{mod} = 0,663t^{-1/16}$: fattore di durata del tempo di applicazione dei carichi;

il vetro è infatti soggetto al fenomeno della "fatica statica" ovvero ad una progressiva diminuzione della resistenza a trazione di un elemento sottoposto ad un carico costante

nel tempo. È quindi necessario considerare valori differenti di resistenza per differenti tempi di durata dei carichi. La Normativa fornisce direttamente i valori di questo coefficiente in funzione del tipo di carico:

AZIONE	DURATA CARICHI	K_{mod}
Vento, folla	5 sec.	1,00
Neve	6 settimane	0,43
Peso proprio	50 anni	0,29
Variazione temp. giornaliera	11 ore	0,57
Variazione temp. rara	6 mesi	0,39
Variazione di pressione	4 giorni	0,50

RESISTENZA DEL VETRO TEMPERATO

La normativa fornisce l'espressione per il calcolo della tensione massima ammissibile dal vetro temperato:

zona vicina e lontana dai bordi:
$$f_{eg,d} = f_{g,d} = k_p \frac{k_{sp} \cdot k_{mod} \cdot f_{g,k} + k_v (f_{b,k} - f_{g,k})}{\gamma_M}$$

con:

$f_{b,k}$: valore caratteristico di tempratura;

k_v : fattore di indurimento dipendente dal tipo di vetro;

per il vetro FLOAT si ha:

Tipo di Vetro	Fattore di indurimento k_v	Valore caratteristico di tempratura $f_{b,k}$		
		Tempra termica	Tempra termica parziale	Tempra chimica
FLOAT	1,00	120 N/mm ²	70 N/mm ²	150 N/mm ²

Tipo di vetro	Carichi Permanenti	Carichi a medio termine	Carico a breve termine
FLOAT	7 N/mm ²	17 N/mm ²	28 N/mm ²
Tempra parz.	22 N/mm ²	24 N/mm ²	22 N/mm ²
Tempra tot.	50 N/mm ²	53 N/mm ²	56 N/mm ²

VERIFICA TAVOLATO

TAVOLATO Stati Limite

Tempo d'incendio minimo: **0**

Geometria
l: luce di calcolo tavolato: **130** cm

Materiale
Tipo: **legno massiccio** Classe: **D60** γ_M : **1,50**
 $f_{m,k}$: **600** daN/cm² $f_{v,k}$: **53** daN/cm² $f_{c,90,k}$: **135** daN/cm²
 $E_{0,mean}$: **140000** daN/cm² G_{mean} : **10600** daN/cm² ρ_k : **700** daN/m³

Sezione
b: base tavolato: **100** 100 cm A: **350** cm²
S: spessore tavolato: **3,5** 3,5 cm W_x : **204** cm³
 γ : **1,2** J_x : **357** cm⁴

Carichi SLU

	proiez orizz daN/m ²	γ_g	b m	daN/m
g_k : permanenti	10,5	1,3	1,00	13,7
pp: peso proprio	24,5	1,3		31,9
variabile:	FOLLA			
q_k : variabile	500,0	ψ_0 : 0,6	γ_q : 1,5	1,00
Q_k : variabili cmb 1	FOLLA : 1,5x500x1:			750,0
W_k : totale carico statico				795,5

Sollecitazioni SLU
schema di calcolo:



CI durata: **Permanente** CI durata: **Media**

campata:

M_{max} : $\frac{1}{8} \cdot (g_k + pp) \cdot l^2$ 9,6 daNm M_{max} : $\frac{1}{8} \cdot w_k \cdot l^2$ 168,0 daNm

appoggio:

T_{max} : $\frac{1}{2} \cdot (g_k + pp) \cdot l$ 29,6 daN T_{max} : $\frac{1}{2} \cdot w_k \cdot l$ 517,1 daN

Verifiche tensioni SLU

sollecitazioni massime:

CI durata:	M_{max} daNm	T_{max} daN	tensioni massime: $\sigma_{fd}^{SLU} = \frac{M_{max}}{W_x}$ daN/cm ²	$\tau_{fd}^{SLU} = \frac{3}{2} \cdot \frac{T_{max}}{A}$ daN/cm ²
Permanente	9,6	29,6	4,7	0,1
Media	168,0	517,1	82,3	2,2

verifiche:

CI durata:	CI servizio:	k_{mod}	$f_{m,d}$: daN/cm ²	$f_{v,d}$: daN/cm ²	$\frac{\sigma_{f,d}}{f_{m,d}}$	$\frac{\tau_{f,d}}{f_{v,d}}$		
Permanente	2	0,6	240,0	21,2	0,0	< 1	0,0	< 1
Media	2	0,8	320,0	28,3	0,3	< 1	0,1	< 1

Carichi SLE

	proiez orizz daN/m ²		b m	daN/m
g_k : permanenti	10,5		1,00	10,5
pp : peso proprio	24,5	daN/m		24,5
variabile: FOLLA				
q_k : variabile	500,0		1,00	
ψ_0 : 0,6	ψ_1 : 0,2	ψ_2 : 0,2		
			daN/m	max
Q_k : variabili rara cmb 1	FOLLA : 500x1:		500,0	500,0
Q_k : variabili frequenti cmb 2	FOLLA : 0,2x500x1:		100,0	
Q_k : variabili quasi perm cmb 3	FOLLA : 1x0,2x500x1:		100,0	
W_k : totale				535,0

Verifiche deformazioni SLE

istantanea:			cm	max	
U_{ist} : cmb 1	$\left(\frac{5}{384} \frac{l^4}{EJ} + \alpha \cdot \frac{l^2}{8GA} \right)$	(10,5+24,5+500) :	0,40	0,40	
U_{ist} : cmb 2		(10,5+24,5+100) :	0,10		
U_{ist} : cmb 3		(10,5+24,5+100) :	0,10		
	Cl servizio: k_{def} :			↓	
	2	0,8		1/324	<1/300
differita:			cm		
U_{dif} : cmb 1	$0,8 \times (10,5 + 24,5) + 0,2 \times 0,8 \times 500 \times 1$:		0,08	0,08	→ 1/1604
U_{dif} : cmb 2	$0,8 \times (10,5 + 24,5) + 0,2 \times 0,8 \times 500 \times 1$:		0,08		
U_{dif} : cmb 3	$0,8 \times (10,5 + 24,5) + 1 \times 0,2 \times 0,8 \times 500 \times 1$:		0,08		
totale:					
U_{fin} : freccia finale			0,48		
			↓		
			1/269		<1/200

6 - VERIFICHE SISMICHE

6.1 COMPARAZIONE TRA AZIONI DEL VENTO E SISMICHE

Per le strutture in oggetto le azioni sismiche sono prevalenti rispetto a quelle del vento.

$$FS = \text{Azione sismica} = 92347 \text{ daN}$$

$$FV = \text{Azione del vento} = (64.3 + 32.2) * 33 * 4.75 = 15126 \text{ daN}$$

$$FV \ll FS$$

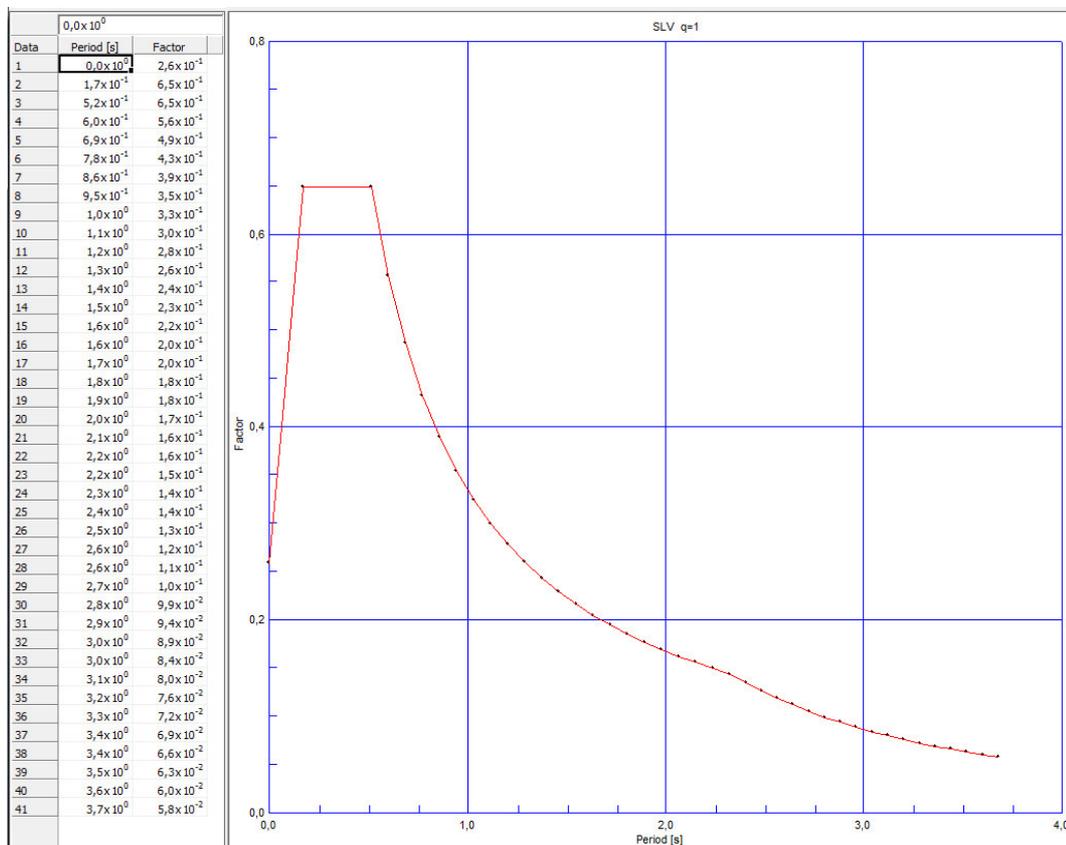
6.2 MODELLI FEM PER L'ANALISI STRUTTURALE

La struttura di progetto è stata analizzata mediante modellazioni elastico lineari **globali dinamiche (D1)** e **statiche (S1-S2-S3-S4 ed S0)** e su modelli di elementi tipo beam, e **modellazioni locali** statiche su particolari complessi, schematizzati con elementi plate e brick (**S5**).

I carichi verticali sono stati applicati come carichi lineari distribuiti sulle travi principali di copertura e sulle mensole delle passerelle metalliche.

Si è sviluppata una analisi dinamica globale della struttura e una serie di analisi statiche lineari, per verificare la sensibilità della struttura rispetto alle caratteristiche del terreno e rispetto ai dispositivi irrigidenti come i calastrelli e i controventi di parete.

Spettro utilizzato per l'analisi dinamica con $q=1$



Le sollecitazioni dovute al sisma di progetto sono state calcolate mediante analisi di tipo dinamico mediante spettro di risposta SLV - NTC08.

I calcoli sono stati condotti per le seguenti combinazioni di carico:

Statica	Permanenti+accidentali
Sismica X	Permanenti + SismaX + 0.3SismaY (analisi dinamica con combinazione tipo CQC) SLV
Sismica Y	Permanenti + SismaY + 0.3SismaX (analisi dinamica con combinazione tipo CQC) SLV

Nelle pagine a seguire si riportano in dettaglio: i parametri utilizzati per le analisi di tipo dinamico e i principali risultati delle analisi dinamiche sotto forma di mappe a colori.

Sono stati considerati un numero di modi tali da mettere in gioco circa il 98.50% delle masse. Successivamente è stata effettuata l'analisi statica lineare considerando l'accelerazione di *plateau* superiore a quelle ottenute con l'analisi dinamica. L'analisi statica ha consentito di effettuare le verifiche di resistenza, deformazione e di instabilità di tutti gli elementi con diverse ipotesi al contorno come di volta in volta specificato.

TIPO DI MODELLAZIONE

In generale per il modello base le coperture, nello specifico puntoni, catene e bordonali sono state modellate con il solo profilo in legno previsto (senza considerare il profilo metallico inserito al suo interno) e svincolato alle estremità con cerniere e quindi con schema a biella. E' stato anche provato un modello considerando il profilo interno in legno dei puntoni escludendo completamente il legno di rivestimento.

In generale le travi reticolari di copertura corrispondenti ai fili X2 e Y3 sono state svincolate alla rotazione in corrispondenza degli appoggi con i pilastri e così come i tiranti che la costituiscono, per la briglia superiore e inferiore si è modellato il profilo a T metallico non considerando in questo caso il rivestimento in legno.

Per le travi UPN 220 di copertura si è mantenuta la continuità in corrispondenza degli appoggi.

La continuità dei profili metallici è stata assunta anche sulle passerelle di camminamento. I particolari sono stati adeguati a tale ipotesi.

I pilastri sono considerati continui sul tubo del palo di fondazione.

I pali di fondazione sono stati modellati con elementi beam con la loro lunghezza effettiva e applicando la costante laterale K differenziata in base alla profondità,

i primi -150 cm presentano $K=1\text{ daN/cm}$

dalla quota -150cm a circa -650cm si è assunta una $K=1.5\text{ daN/cm}$

da -650cm si è assunta una K pari a 2 daN/cm .

Per i muri di fondazione e il complesso delle strutture di fondazione si sono effettuate varie prove di calcolo:

- in assenza di tali elementi con palo libero nel corrispondente tratto (modelli S3-S4-S0)
- considerando i muri di fondazione (modelli S1-S2-D1) nuovi ed esistenti e i sacconi di misto granulare con geogriglia, sono stati modellati con elementi tipo beam di larghezza nell'intorno del palo di circa 70-100cm per tener conto del contributo che la parte in "muratura" riesce a trasferire al terreno, se non altro in quanto materiale anch'esso granulare alla Mohr-Coulomb anche se opportunamente consolidato (il muro esistente) o rinforzato e armato (il muro nuovo o il saccone in terra armata e costipata). Nel seguito si esplicherà con schemi grafici i cunei di spinta considerati.

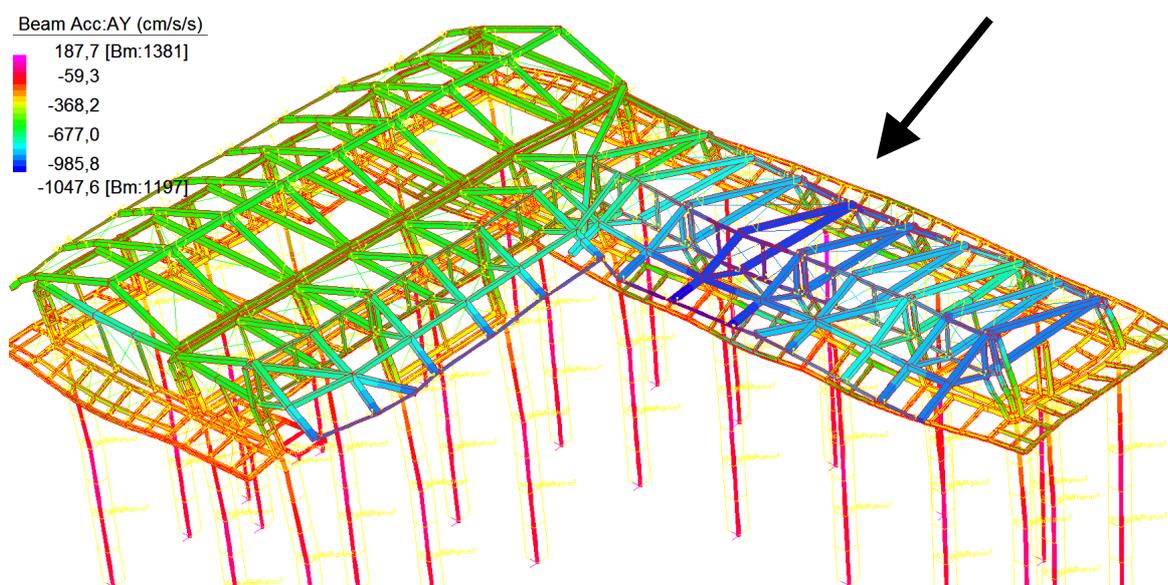
Per le caratteristiche delle murature si sono assunti i seguenti valori minimi cautelativi:

- per il muro nuovo un modulo elastico di 7500daN/cm²
- per il muro esistente archeologico si è assunto un modulo elastico di 2500daN/cm²

Per i sacconi di ghiaia si è assunto un modulo elastico di 750daN/cm²

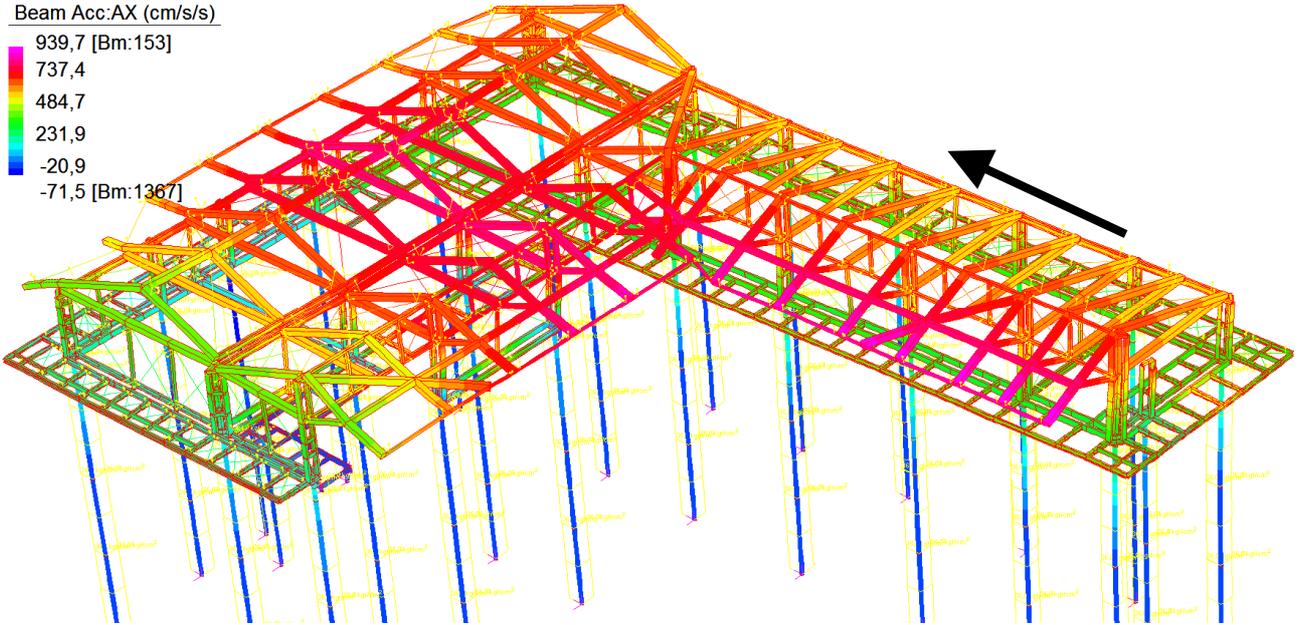
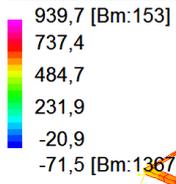
Inoltre si è assunta lateralmente al muro, come effetto della spinta passiva laterale sullo stesso (poi verificata sulla base delle caratteristiche meccaniche e geometriche), un coefficiente di reazione di Winkler a sola compressione di 0.5 (kg/cm²).

6.3.- ANALISI DINAMICA Accelerazione in direzione Y



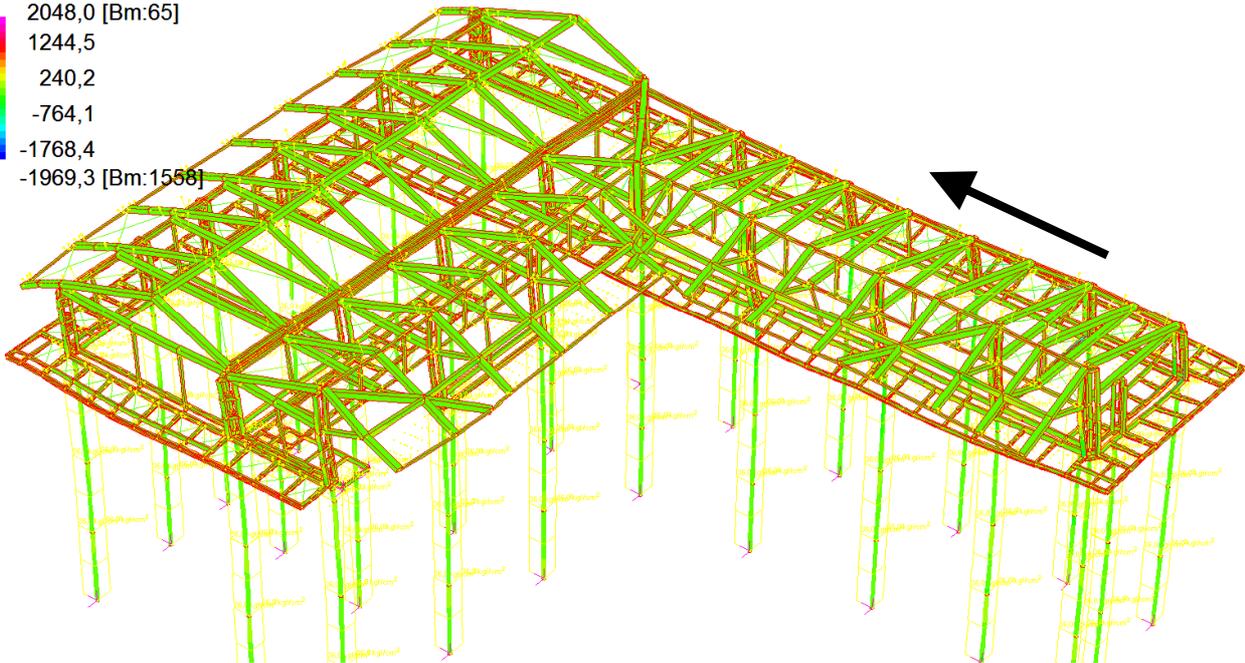
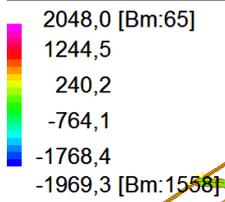
Accelerazione in direzione X

Beam Acc:AX (cm/s/s)



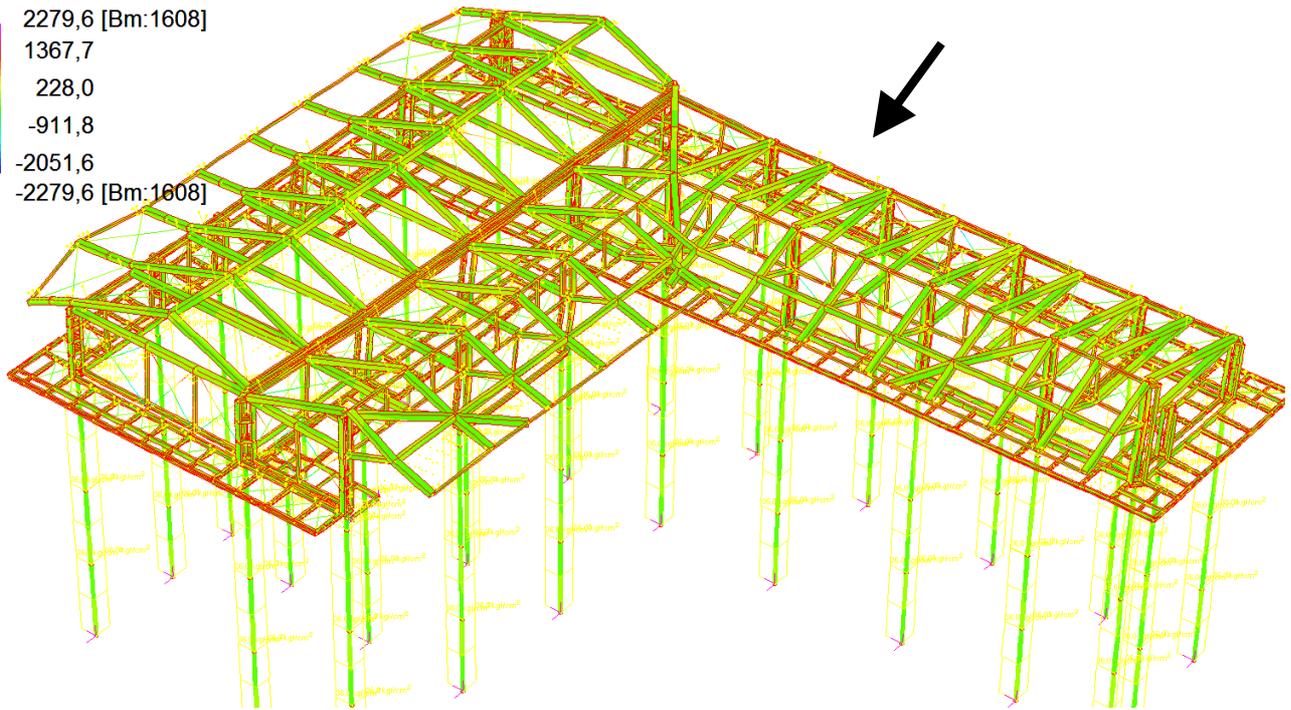
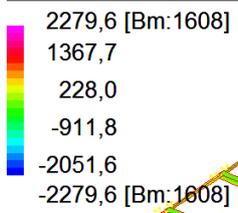
Stress sisma Y analisi dinamica

Fibre Stress (kg/cm²)



Stress sisma X analisi dinamica

Fibre Stress (kg/cm²)



Gli stati tensionali derivanti dall'analisi dinamica risultano inferiori a quanto calcolato con la successiva analisi statica calcolata con $q=1$ considerando il tratto orizzontale dello spettro.

6.4.- CALCOLO MANUALE AZIONI SISMICHE STATICHE

CALCOLO MANUALE DELLE AZIONI SISMICHE

CALCOLO AZIONI SISMICHE PROGETTO
Riferita al nuovo DM 14-01-2008

PESO SISMICO DEL livello 1							
QUOTA (m) su p.c. 0,60							
PILASTRI livello 1							
parete N.	L	h	s	gm	φ	Gm	
	m	m	m	daN/mc	rid.apert.	daN	
Y1	1,0	2,50	0,01	7850	17,0	3003	
X1	1,0	2,50	0,01	7850	8,0	2198	
par.	40,0	1,00	0,15	2000	1,0	12000	
TOTALE							17201 daN
SOLAIO DEL livello 1 SLU							
solaio	L	D	g	ψ/2i	q	G+sQ	
	m	m	daN/mq		daN/mq	daN	
1	7	2	150	0,60	300	4620	
1	3	1,35	150	0,60	300	1337	
1	32	1,35	150	0,60	300	14256	
1	33	1,35	150	0,60	300	14702	
1	6	2,25	150	0,60	300	4455	
1	15	1,35	150	0,60	300	6683	
1	4	1,35	150	0,60	300	1782	
1	26	1,35	150	0,60	300	11583	
TOTALE							.59416,5 daN
TOTALE livello 1							76617,1 daN
PESO SISMICO DEL livello 2							
QUOTA (m) dal p.c. 3,80							
MURATURE DEL livello 2							
parete N.	L	h	s	gm	φ	Gm	
	m	m	m	daN/mc	rid.apert.	daN	
Y1	1,0	2,50	0,01	7850	17,0	3002,625	
X1	1,0	2,50	0,01	7850	8,0	2198	
par.	40,0	1,00	0,15	2000	1,0	12000	
TOTALE							17200,6 daN
SOLAIO DEL livello 2 SLU							
solaio	L	D	g	ψ/2i*δ	q	G+sQ	
	m	m	daN/mq		daN/mq	daN	
1	18,0	3,5	150	0,00	120	9450,0	
2	20,0	6,5	200	0,00	120	26000,0	
3	15,0	3,5	150	0,00	120	7875,0	
4	20,0	4,5	200	0,00	120	18000,0	
5	27,0	8,5	150	0,00	120	34425,0	
6	24,0	1,8	150	0,00	120	6480,0	
TOTALE							102230,0 daN
TOTALE livello 2							119430,6 daN

Wtot= 196047,8 daN

forze sismiche unitarie
da applicare al
modello

FORZA SISMICA UNITARIA		
daN/m		
332,9		332,9
243,7		243,7
33,3		1330,3
FORZA SISMICA UNITARIA		
daN/mq		
36,6		512,2
36,6		148,2
36,6		1580,4
36,6		1629,8
36,6		493,9
36,6		740,8
36,6		197,6
36,6		1284,1
FORZA SISMICA UNITARIA		
daN/m		
2108,2		2108,2
1543,2		1543,2
210,6		8425,3
FORZA SISMICA UNITARIA		
daN/mq		
105,3		6634,9
140,4		18254,8
105,3		5529,1
140,4		12637,9
105,3		24170,0
105,3		4549,7
Forza sismica TOT.		92347

ACCELERAZIONE ORIZZONTALE MAX
Riferita al nuovo DM 14-01-2008

Vn= 50 anni
Cu= 1,5
Vr=Vn*Cu 75 anni
Pvr= 10%
Fv=1,35*F0*(ag/g)^2 0,052
Tr=Vr/g(1-Pvr) 712 anni
ag= 0,122 g
Ss= 1,50
St= 1,00
S=Ss*St 1,5
ζ= 5
μ= 1,000 regolare
Cc= 1,457
T*c= 0,27
Tc=Cc*T*c 0,371
Fo= 2,574
qa= 2*au/a1

au/a1= 1
Se(T)= 0,471
q0= 1,000
1/q= 1,000
Sd(T) CALCOLO= 0,471

In via cautelativa si è considerato lo spettro di risposta sul tratto orizzontale.

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

Parametri indipendenti	
STATO LIMITE	SLV
a _n	0,122 g
F _v	2,574
T _c	0,371 s
S _s	1,500
C _c	1,457
S _T	1,000
q	1,000

Parametri dipendenti	
S	1,500
η	1,000
T _a	0,180 s
T _c	0,540 s
T ₀	2,088 s

Punti dello spettro di risposta		
	T [s]	Se [g]
	0,000	0,183
T _a ←	0,180	0,471
T _c ←	0,540	0,471
	0,614	0,414
	0,688	0,370
	0,761	0,334
	0,835	0,305
	0,909	0,280
	0,982	0,259
	1,056	0,241
	1,130	0,225
	1,203	0,211
	1,277	0,199
	1,351	0,188
	1,424	0,178
	1,498	0,170

6.5.- MODELLI S1-S2

Il modello S1 presenta i muri di base, i controventi, calastrelli sui pilastri, catene svincolate come bielle. Per confronto vengono riportati anche i risultati del modello S2 (come S1 ma senza controventi di parete e senza calastrelli).

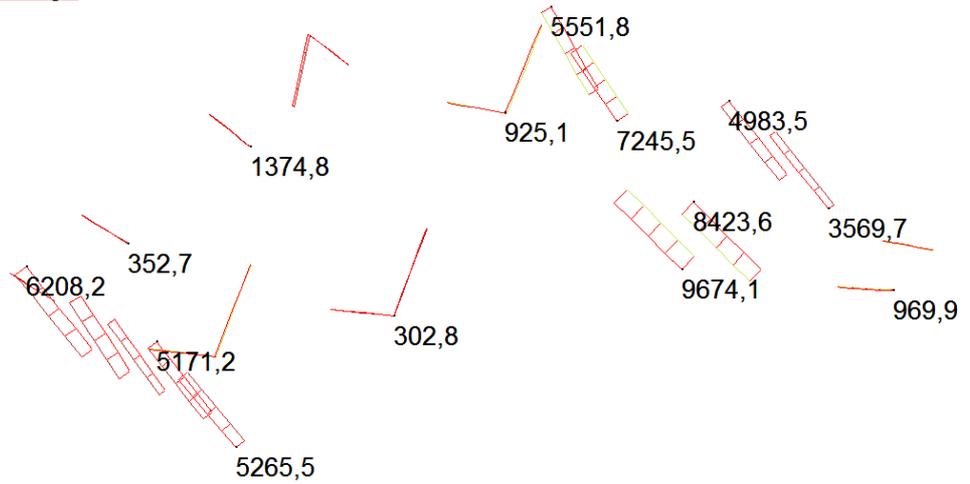
Estratto carichi e azioni applicati al modello (codice di calcolo *Straus*)

SUMMATION OF APPLIED LOADS [Total]

Case	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ	Case Name
1	-1.34395E-11	1.90095E-13	-7.63703E+04	1.04157E+05	9.54293E+04	-1.13807E-19	"pp"
2	1.10845E-12	-8.73832E-13	-1.31396E+05	-5.77529E-11	6.74122E+05	8.95737E-20	"portati"
3	8.80471E-16	-2.30806E-16	-8.29698E+04	-1.13687E-12	-6.82121E-13	-1.69406E-21	"folla pass"
4	-5.82645E-13	-4.37095E-13	-1.06550E+05	-1.60298E-10	7.90636E+05	0.00000E+00	"neve"
5	2.77000E+04	9.24000E+04	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	"sis y"
6	9.24000E+04	2.77000E+04	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	"sis x"

TIRANTI DI PARETE SISMA X

	MIN	MAX
Force(kgf)	160,0	9674,1
	[Bm:1638]	[Bm:1606]



TIRANTI DI PARETE SISMA Y

	MIN	MAX
Force(kgf)	306,8	9323,1
	[Bm:1601]	[Bm:1618]



Trazione massima con sisma principale X 9674 daN i tiranti previsti sono M20

$AM_{20} = 3.14 \text{ cm}^2$ Area M20 C60

$S = N / AM_{20} = 3081 \text{ daN/cm}^2 \ll 5047 \text{ daN/cm}^2$ (per il C60)

OK VERIFICATI

NODO TIRANTI DI PARETE

VERIFICA A TAGLIO DEL BULLONE M 20 cl.8,8

FV=	9674 daN	Taglio agente sul nodo
n°=	1	numero bulloni
Fv,Ed=FV/n°	9674,0 daN	Taglio agente sul singolo bullone
Ares=	3,14 cmq	Area resistente bullone sezione piena
$\gamma M2=$	1,25	Coefficiente di sicurezza unioni
ftb=	8000 daN/cmq	per bulloni di classe 8.8
Fv,Rd=0,6*ftb*Ares/ $\gamma M2=$	12057,6	Taglio resistente
Ft/Fv,Rd=	0,80 <1	OK verificato

VERIFICA A RIFOLLAMENTO DEI FORI DEL PIATTO t=8mm

CONTROVENTO

Fx=	9674,00 daN	Azione di taglio
n°=	2,00	numero PIATTI
Ft=Fx/n°	4837,00 daN	Taglio sul bullone
d=	2,00 cm	diametro
t=	0,80 cm	spessore
A=t*d	1,60 cmq	
e1=	3,30 cm	
d0=	2,00 cm	
ftb=	8000 daN/cmq	cl. 8,8
ftk=	5900 daN/cmq	C60
e2=	3,30 cm	
a=min(e1/(3d0));(ftb/ftk;1)	0,55	
k=min(2,8e2/d0)-1,7;2,5)	2,50	
$\gamma M2=$	1,25	
Fb,Rd==k*a*ftk*d*t/ $\gamma M2=$	7568 daN/cmq	
Ft/Fb,Rd=	0,64 <1	OK verificato

VERIFICA A RIFOLLAMENTO DEI FORI DEL PIATTO t=15mm

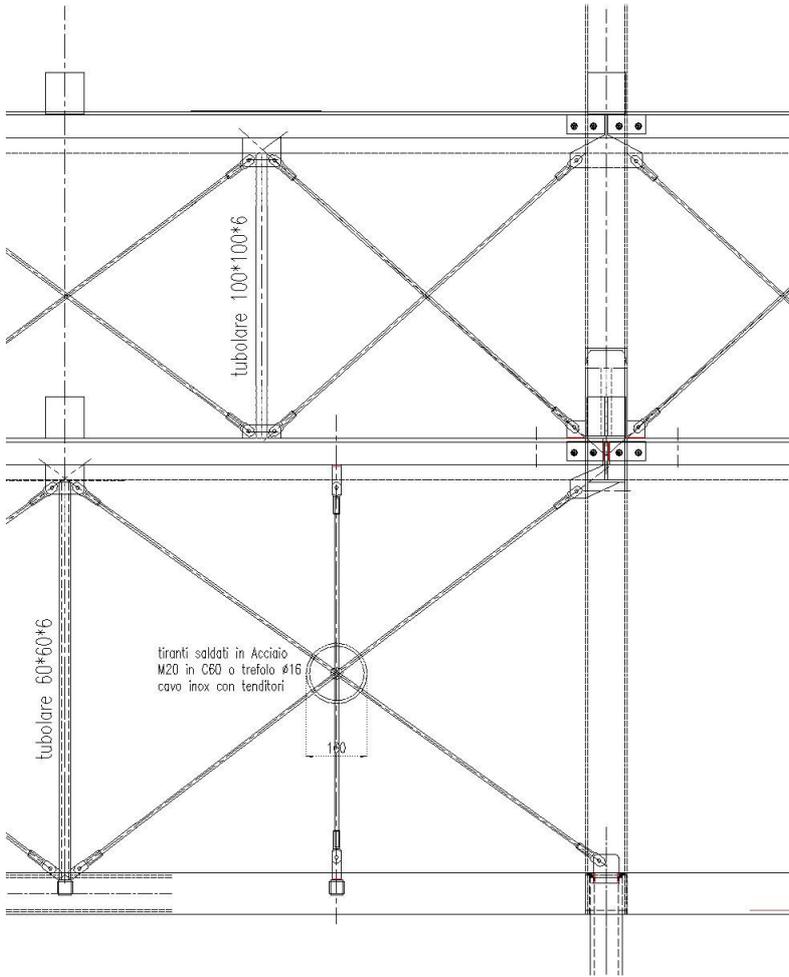
PIATTO ANCOR.

Fx=	9674,00 daN	Azione di taglio
n°=	1,00	numero PIATTI
Ft=Fx/n°	9674,00 daN	Taglio sul bullone
d=	2,00 cm	diametro
t=	1,50 cm	spessore
A=t*d	3,00 cmq	
e1=	3,30 cm	
d0=	2,00 cm	
ftb=	8000 daN/cmq	cl. 8,8
ftk=	5900 daN/cmq	C60
e2=	3,30 cm	
a=min(e1/(3d0));(ftb/ftk;1)	0,55	
k=min(2,8e2/d0)-1,7;2,5)	2,50	
$\gamma M2=$	1,25	
Fb,Rd==k*a*ftk*d*t/ $\gamma M2=$	14190 daN/cmq	
Ft/Fb,Rd=	0,68 <1	OK verificato

Verifica NODI DEI CONTROVENTI -sezioni laterali tirante			
Fmax=F1d=	9674,0	daN	
b1=	48,0	mm	larghezza piatto
d2=	20,0	mm	diametro perno
b=b1-d2	28,0	mm	
h=	8,0	mm	spessore elemento
n°=	2,0		numero piatti
Anet=b*h*n°=	4,5	cmq	area netta
Y _{M2} :	1,25		
ftk=	5900,00	daN/cmq	C60
Nrd=0,9*Anet*ftk/γ _{m2}	19031	daN	resist. a rott. della sezione
Verifica:			
F1d/Nrd =	0,51	< 1	

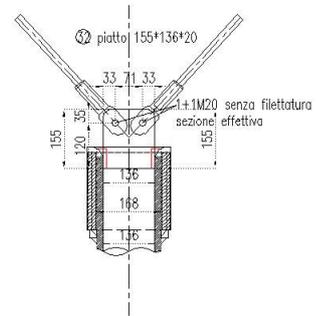
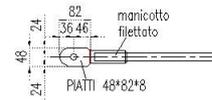
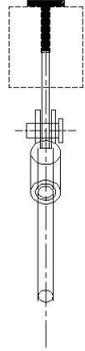
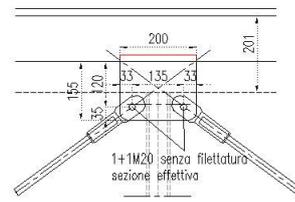
Verifica NODI DEI CONTROVENTI -sezioni finale tirante			
Fmax=F1d=	9674,0	daN	
b1=	36,0	mm	larghezza coda piatto
r2=	10,0	mm	raggio perno
b=b1-d2	26,0	mm	
h=	8,0	mm	spessore elemento
n°=	2,0		numero piatti
Anet=b*h*n°=	4,2	cmq	area netta
Y _{M2} :	1,25		
ftk=	5900,00	daN/cmq	C60
Nrd=0,9*Anet*ftk/γ _{m2}	17672	daN	resist. a rott. della sezione
Verifica:			
F1d/Nrd =	0,55	< 1	

Verifica NODI DEI CONTROVENTI -sezioni ancoraggio piastra n°32			
Fmax=F1d=	9674,0	daN	
b1=	35,0	mm	larghezza coda piatto
d2=	10,0	mm	raggio perno
b=b1-d2	25,0	mm	
h=	15,0	mm	spessore elemento
n°=	1,0		numero piatti
Anet=b*h*n°=	3,8	cmq	area netta
Y _{M2} :	1,25		
ftk=	4400,00	daN/cmq	S450
Nrd=0,9*Anet*ftk/γ _{m2}	11880	daN	resist. a rott. della sezione
Verifica:			
F1d/Nrd =	0,81	< 1	

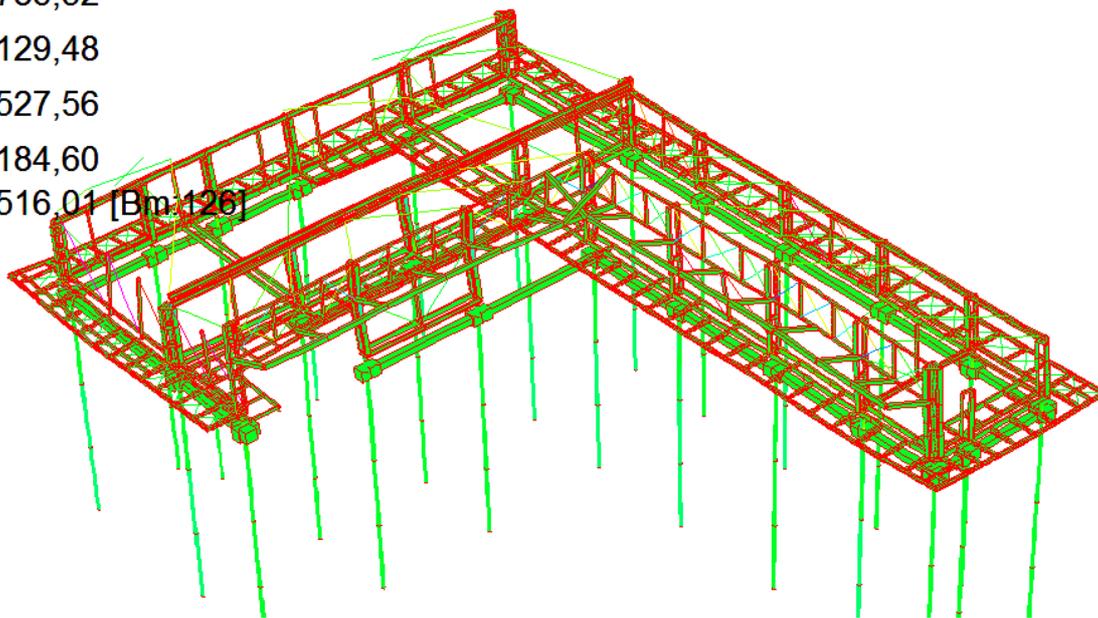
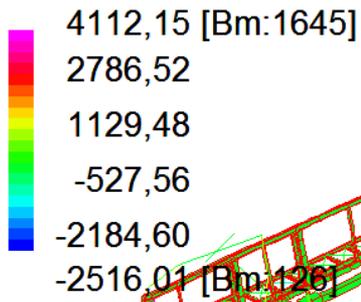


VEDI PART. C5 Collegamenti.

piatto 155*200*15

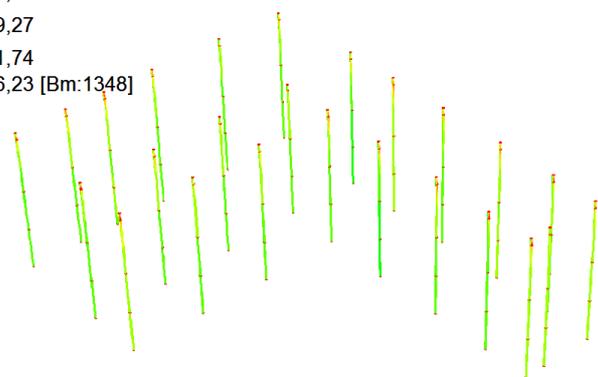
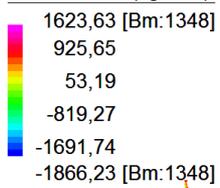


Fibre Stress (kg/cm²)



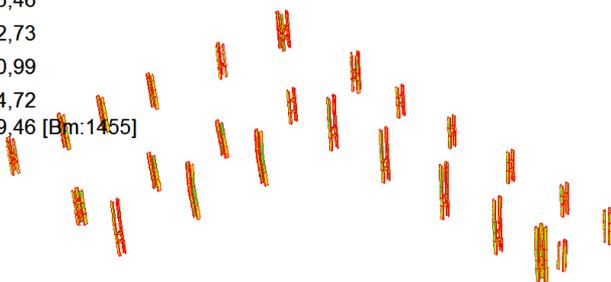
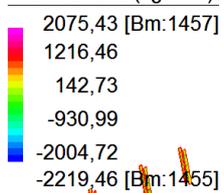
Stress SISMA X (minimo S450) con tutti gli elementi anche controventi di parete

Fibre Stress (kg/cm²)



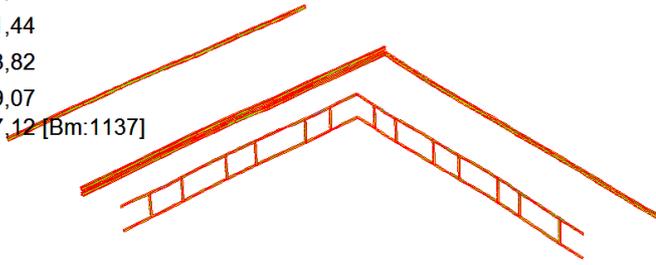
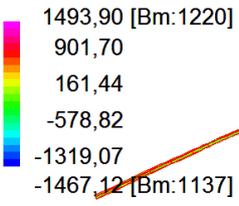
PALI

Fibre Stress (kg/cm²)



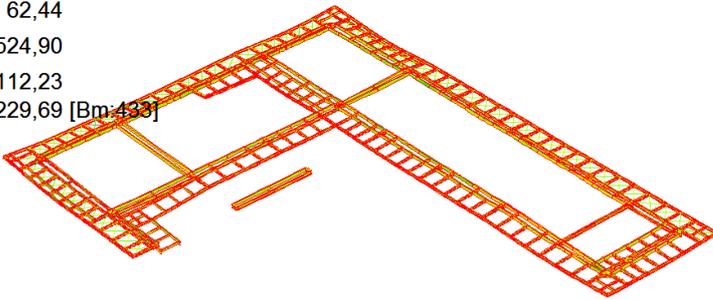
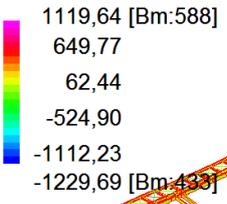
PILASTRI

Fibre Stress (kg/cm²)



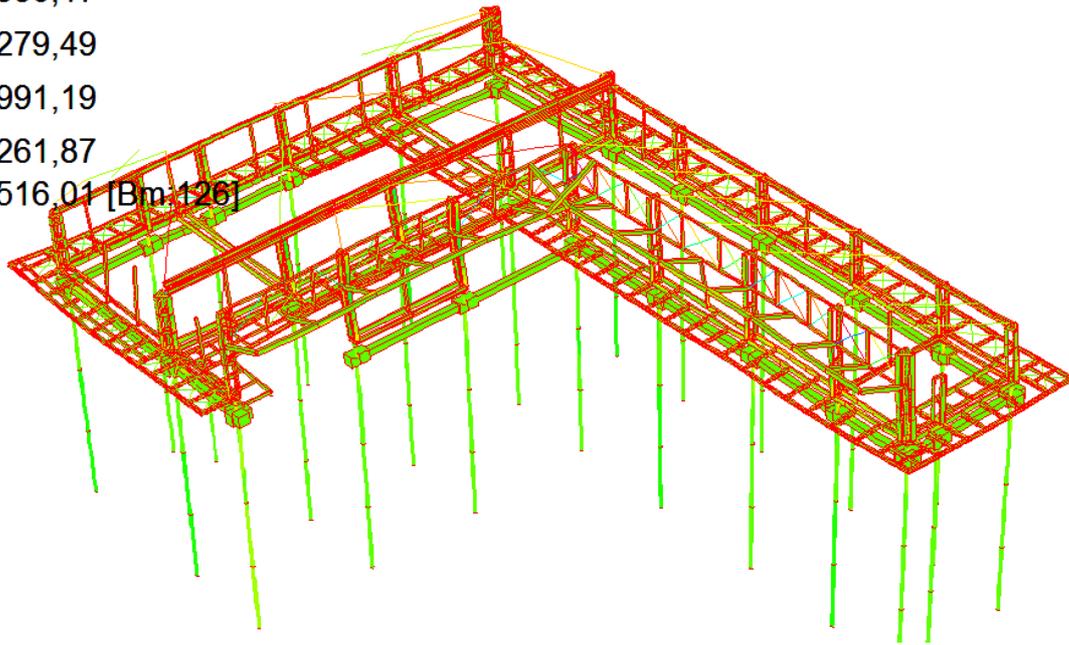
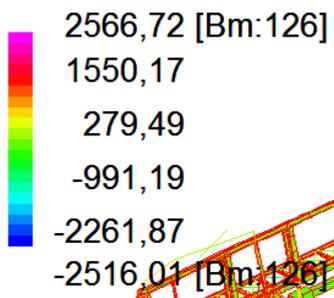
COPERTURE

Fibre Stress (kg/cm²)



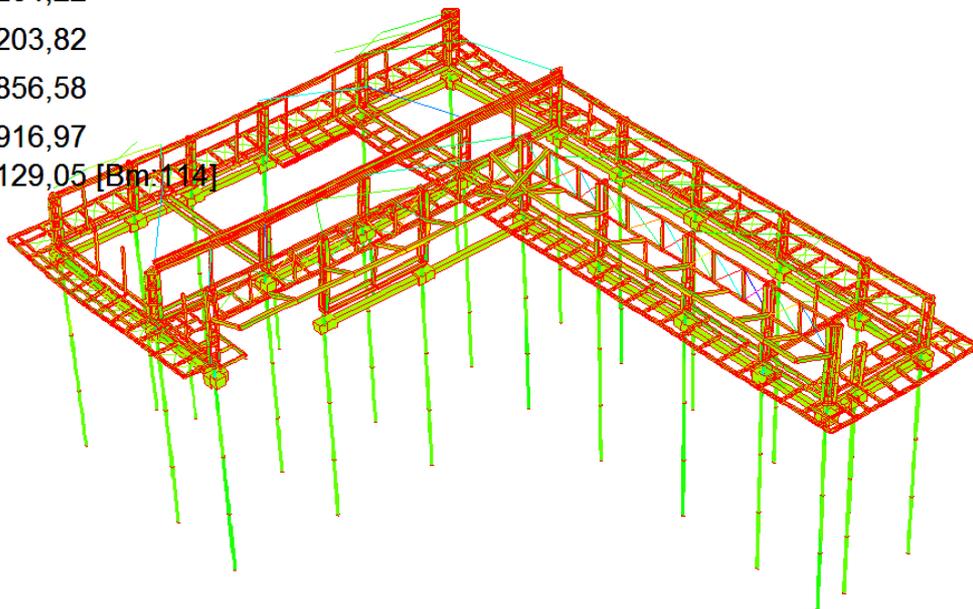
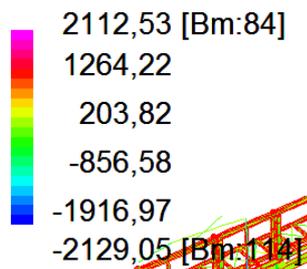
PASSERELLE

Fibre Stress (kg/cm²)

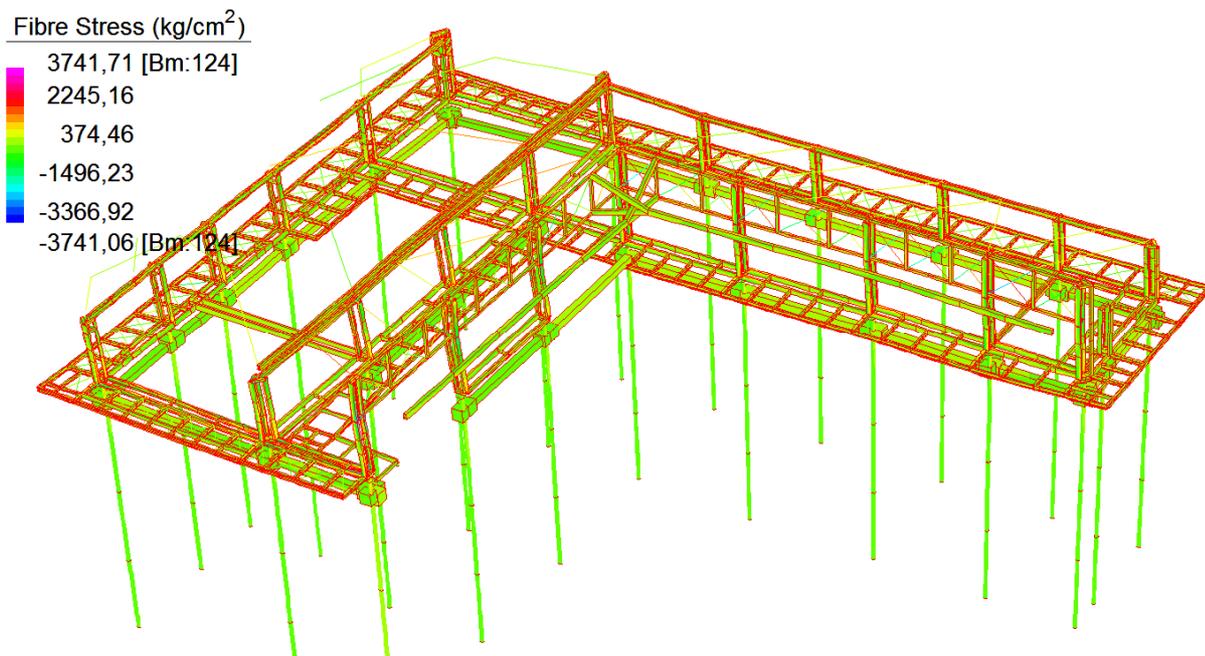


Stress SISMA X (minimo S450) con tutti gli elementi anche controventi di parete (spenti nella visualizzazione)

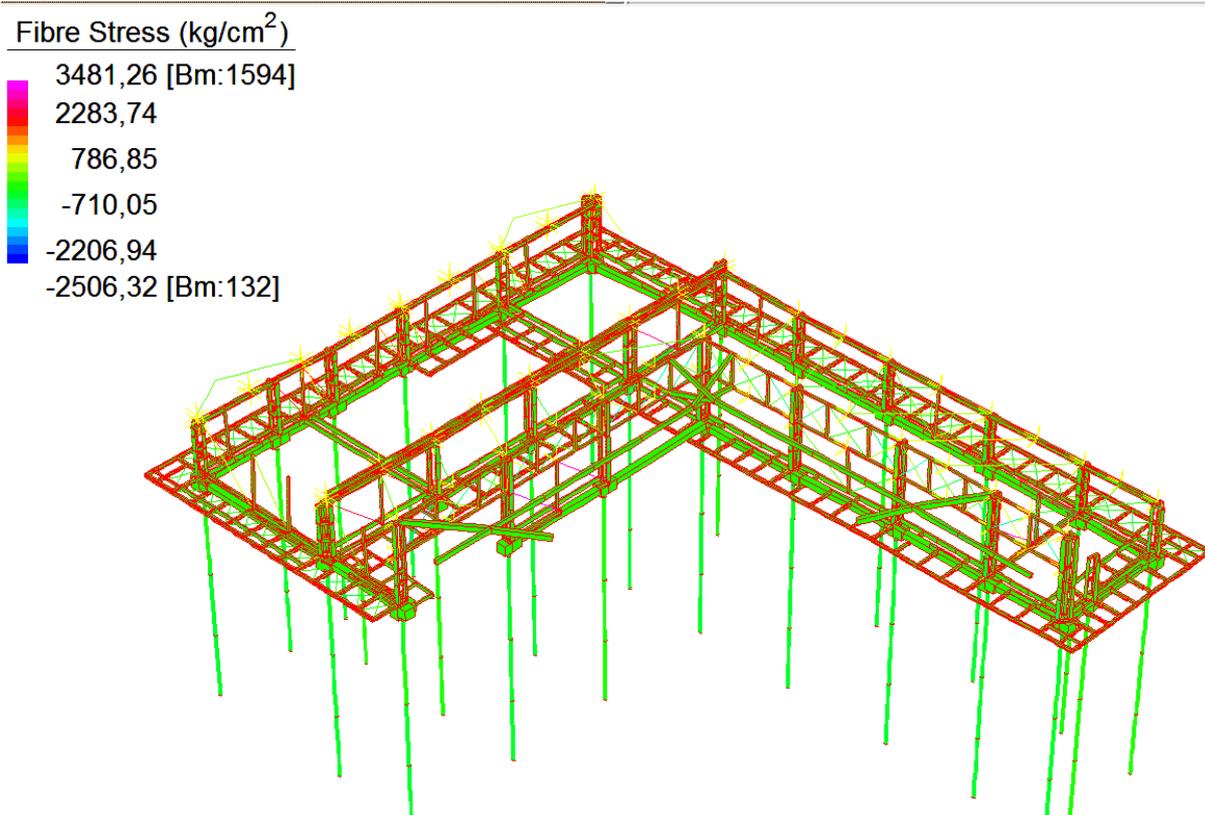
Fibre Stress (kg/cm²)



Stress SISMA -X (minimo S450) con tutti gli elementi anche controventi di parete (spenti nella visualizzazione)

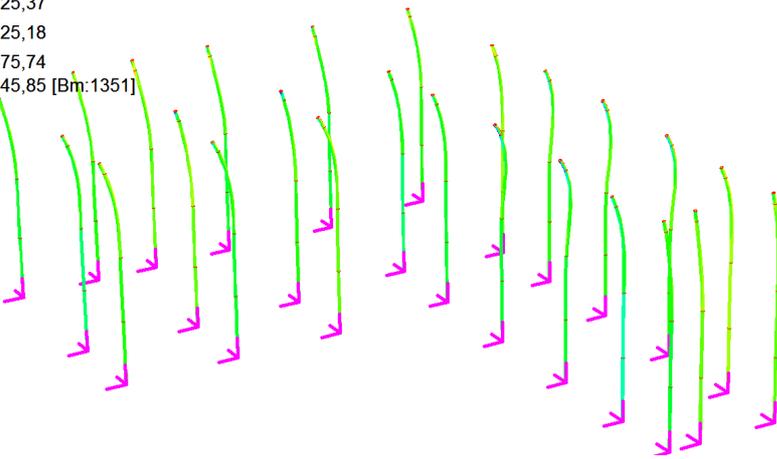
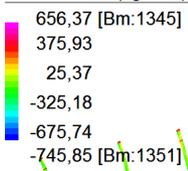


Stress SISMA X (minimo S450) senza controventi di parete **MODELLO S2**



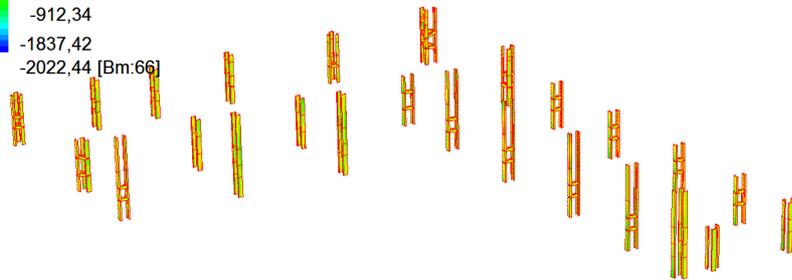
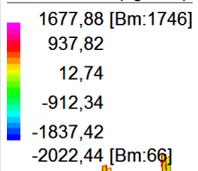
Stress SISMA Y (minimo S450) con tutti gli elementi anche controventi di parete

Fibre Stress (kg/cm²)



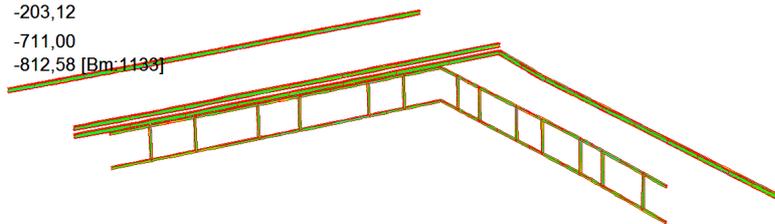
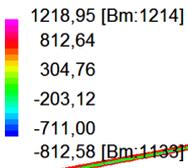
PALI

Fibre Stress (kg/cm²)



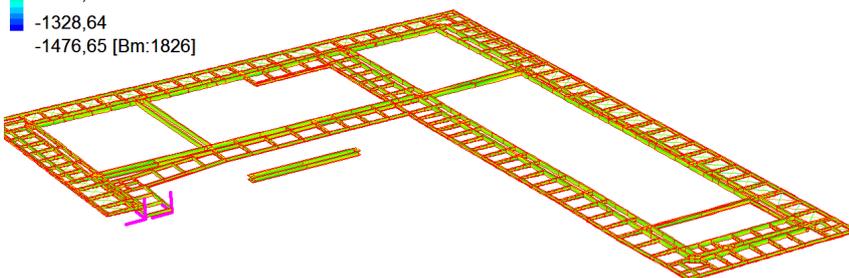
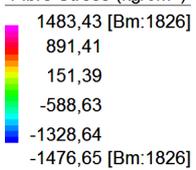
PILASTRI

Fibre Stress (kg/cm²)



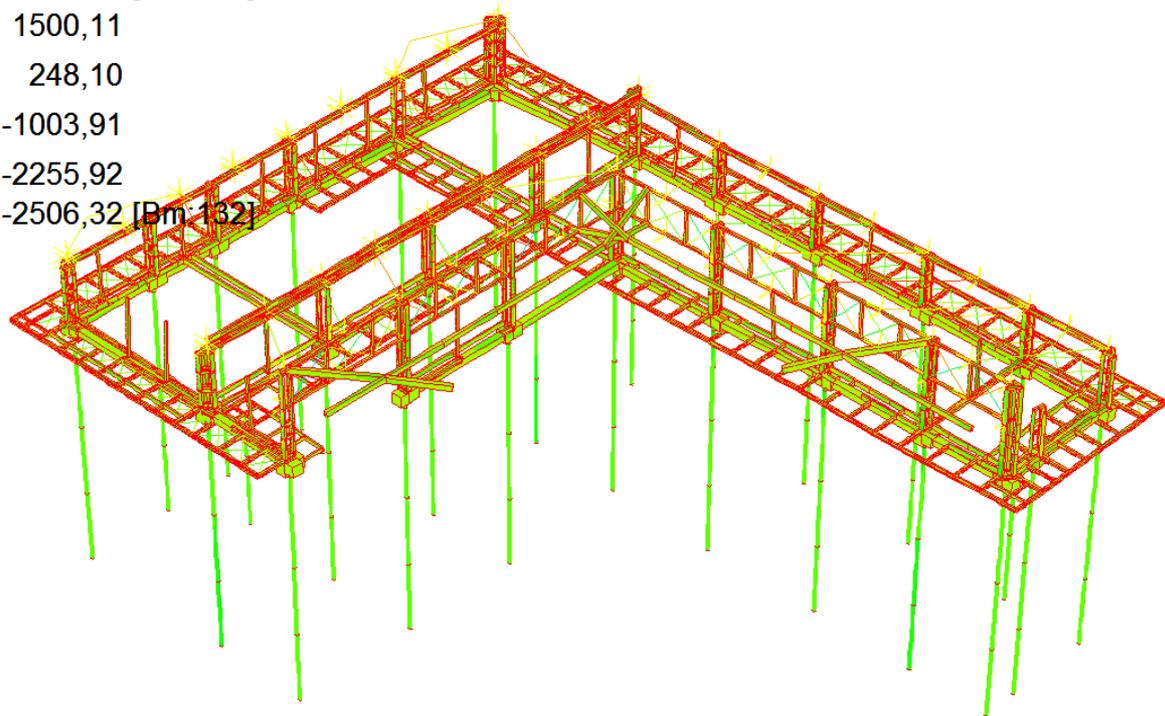
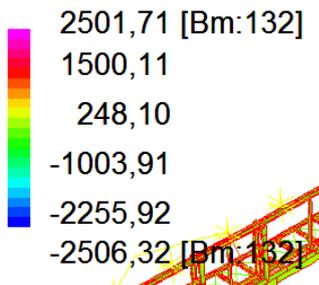
COPERTURE

Fibre Stress (kg/cm²)



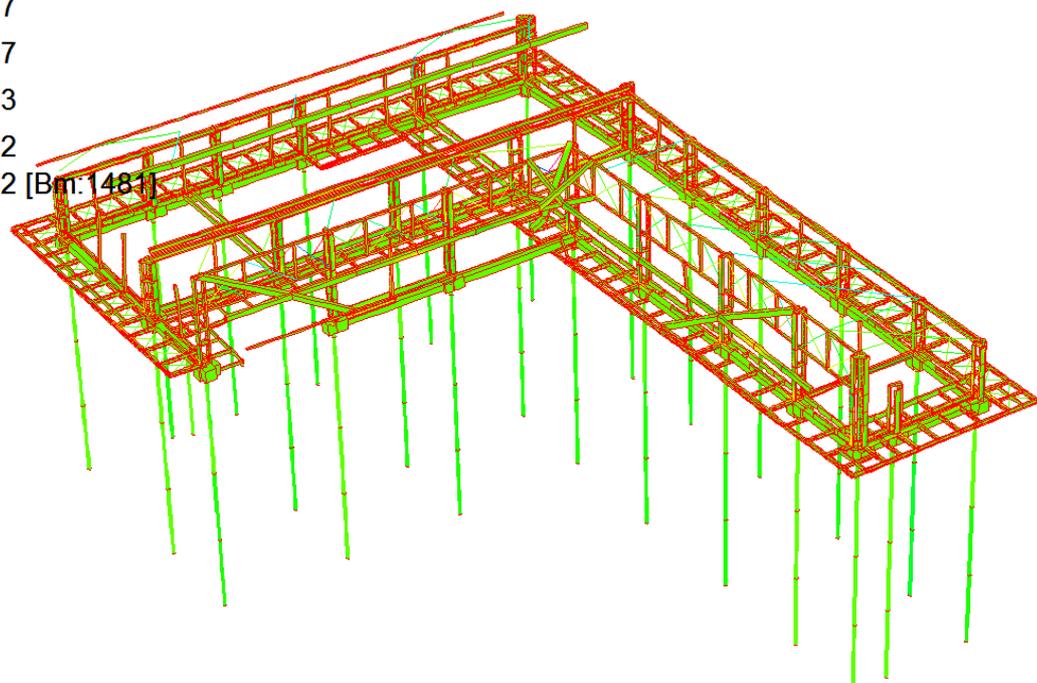
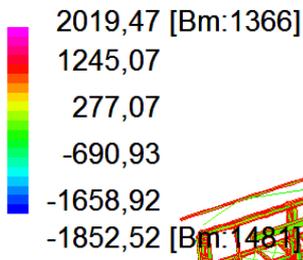
PASSERELLE

Fibre Stress (kg/cm²)



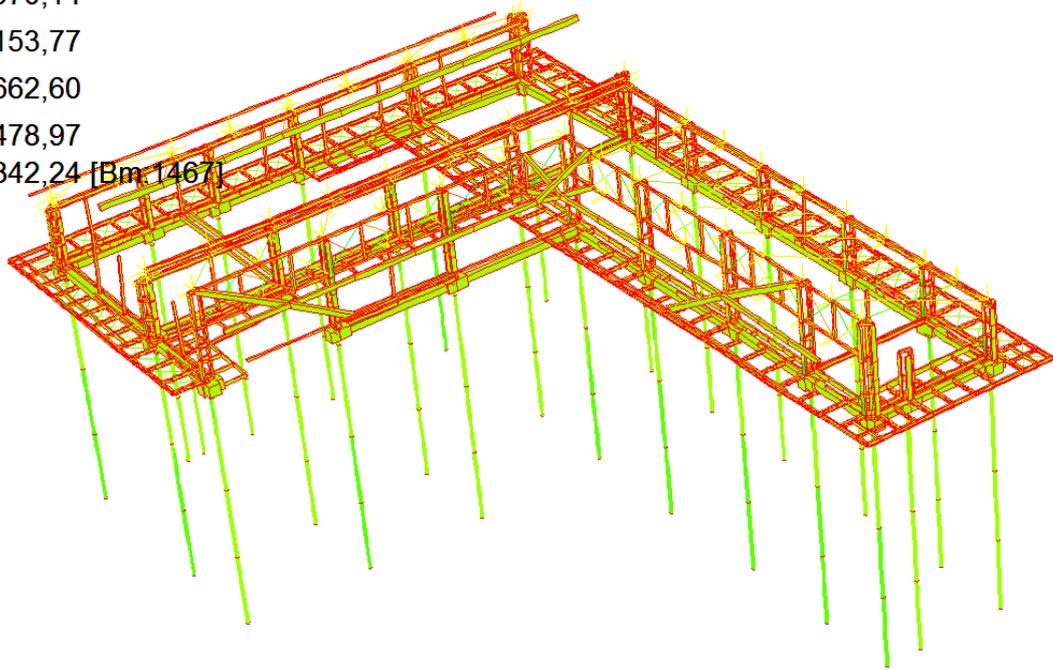
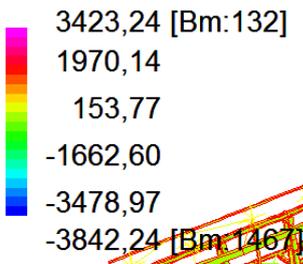
Stress SISMA Y (minimo S450) con tutti gli elementi anche controventi di parete (spenti nella visualizzazione)

Fibre Stress (kg/cm²)



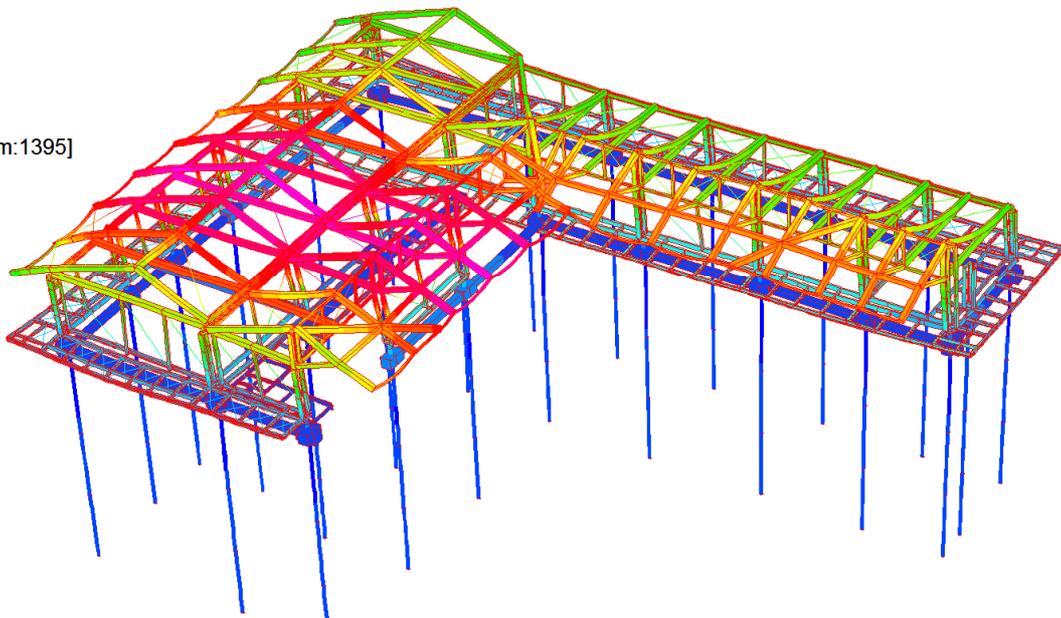
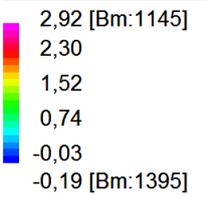
Stress SISMA -Y (minimo S450) con tutti gli elementi anche controventi di parete (spenti nella visualizzazione)

Fibre Stress (kg/cm²)



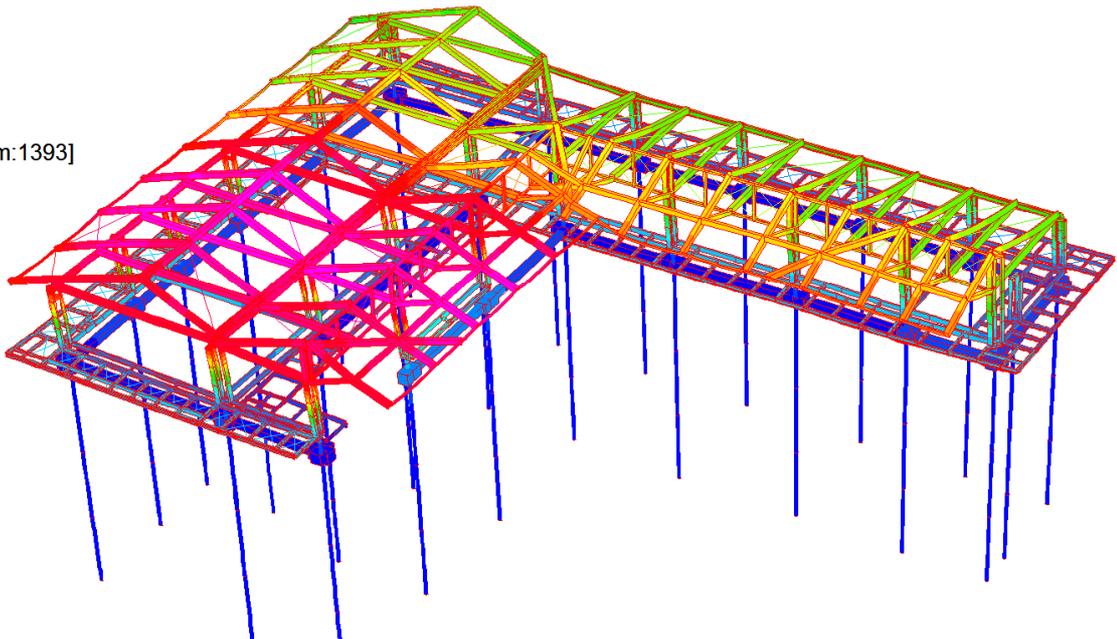
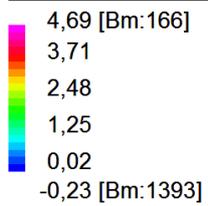
Stress SISMA Y (minimo S450) senza controventi di parete **MODELLO S2**

Beam Disp:DX (cm)



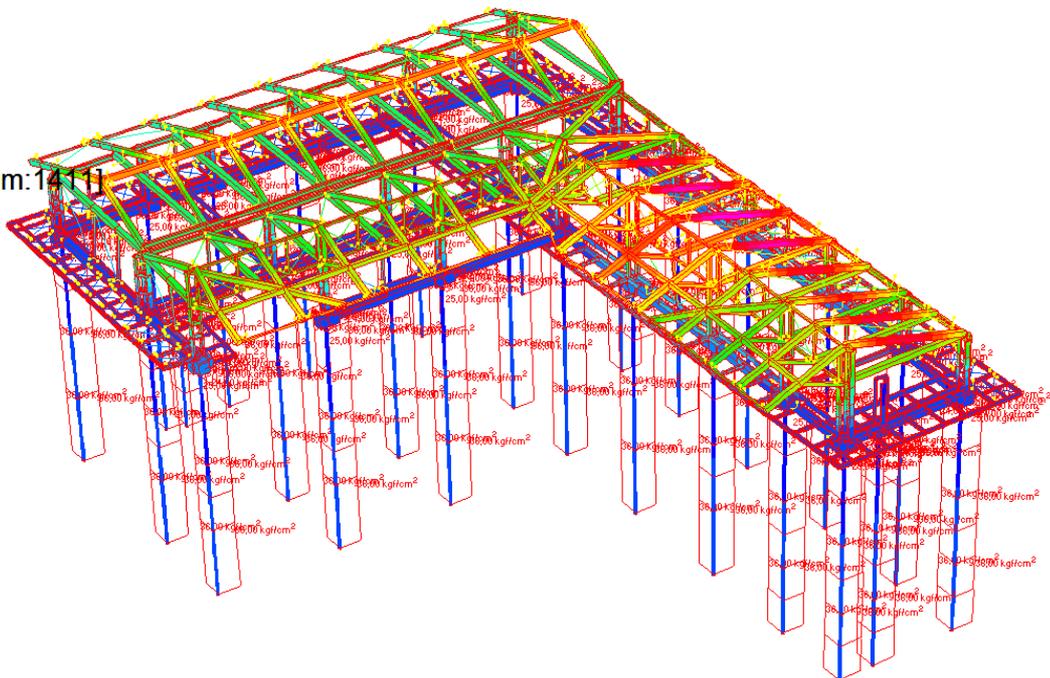
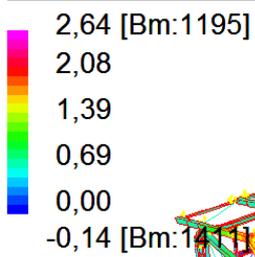
Spostamenti orizzontali sisma X - con controventi di parete

Beam Disp:DX (cm)



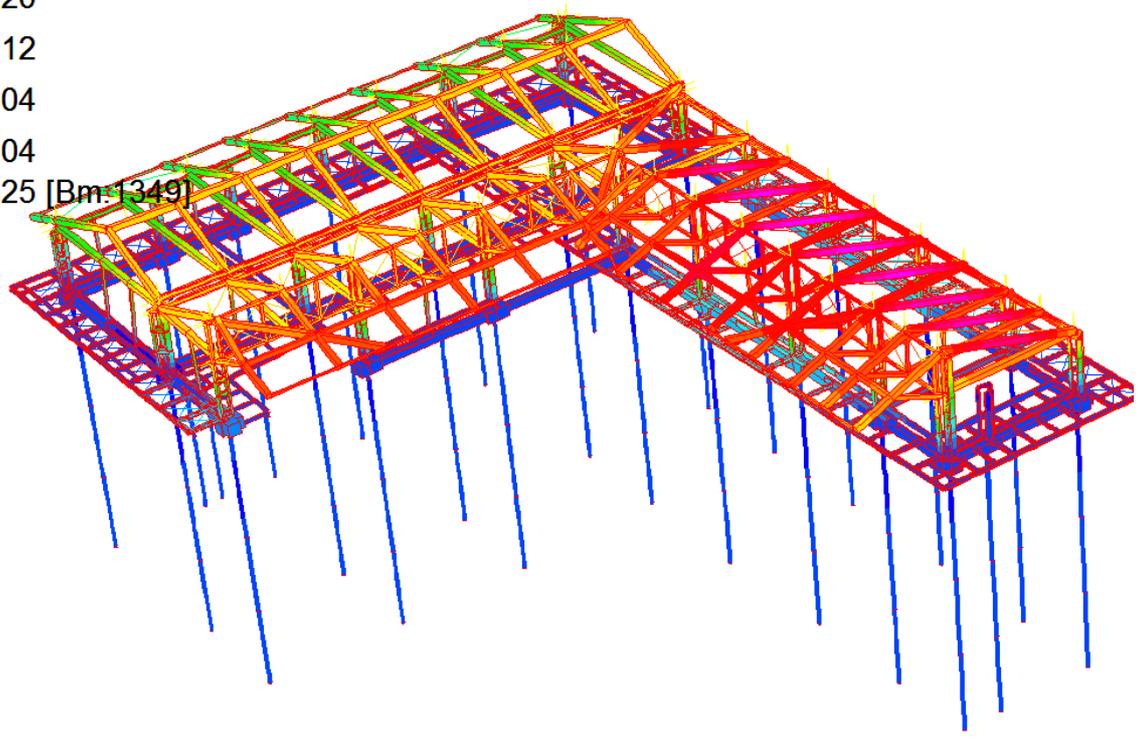
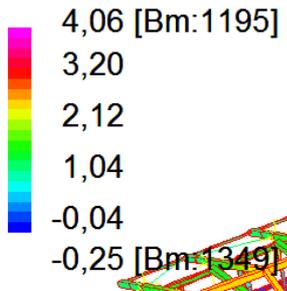
Spostamenti orizzontali sisma X - senza controventi di parete **MODELLO S2**

Beam Disp:DY (cm)



Spostamenti orizzontali sisma Y - con controventi di parete

Beam Disp: DY (cm)



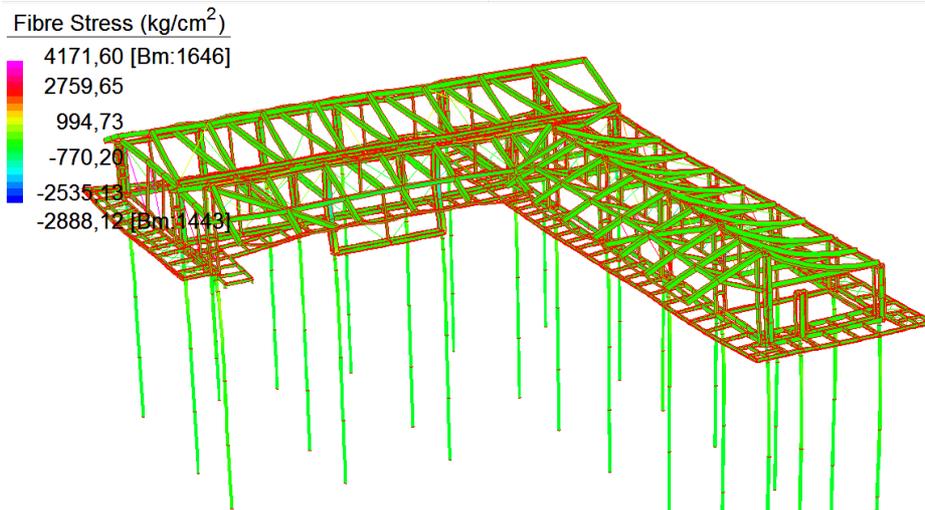
Spostamenti orizzontali sisma Y - senza controventi di parete **MODELLO S2**

6.6.- MODELLI S3-S4

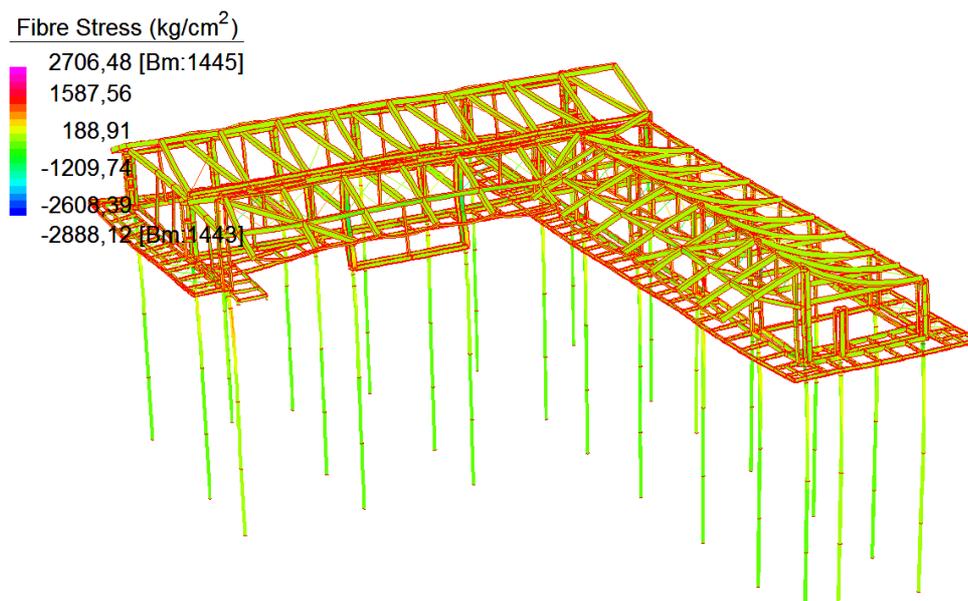
SENZA I MURI DI BASE CON E SENZA CONTROVENTI

Il modello S3 è come S1 ma senza muri di base. Il modello S4 è come l'S3 ma senza controventi e senza calastrelli).

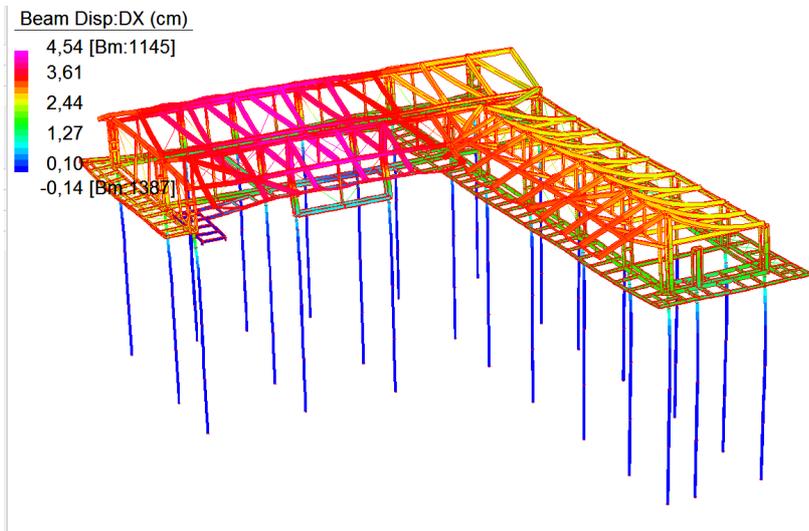
Si riportano anche le verifiche senza i muri di base



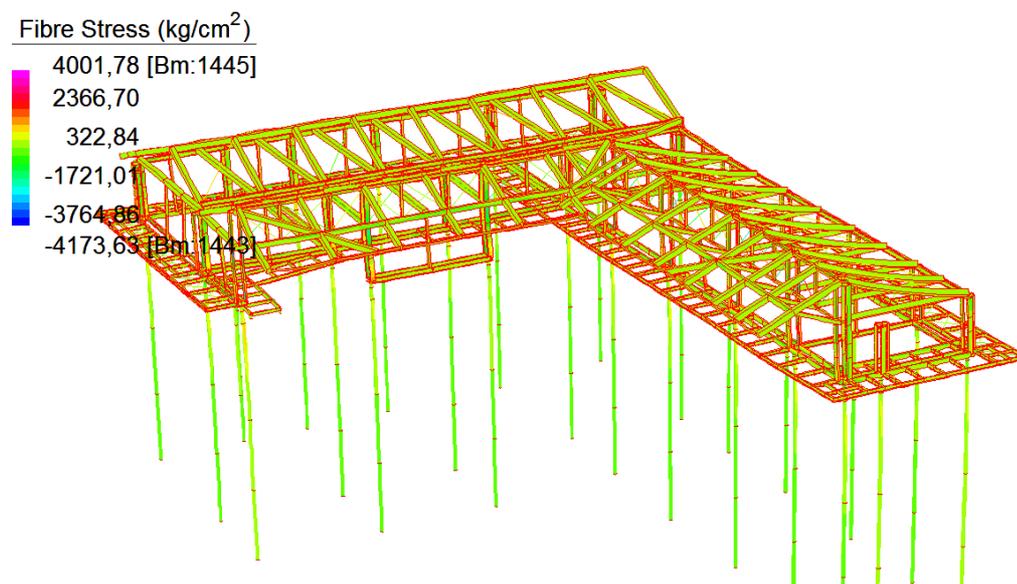
Sterss Sisma X con controventi di parete



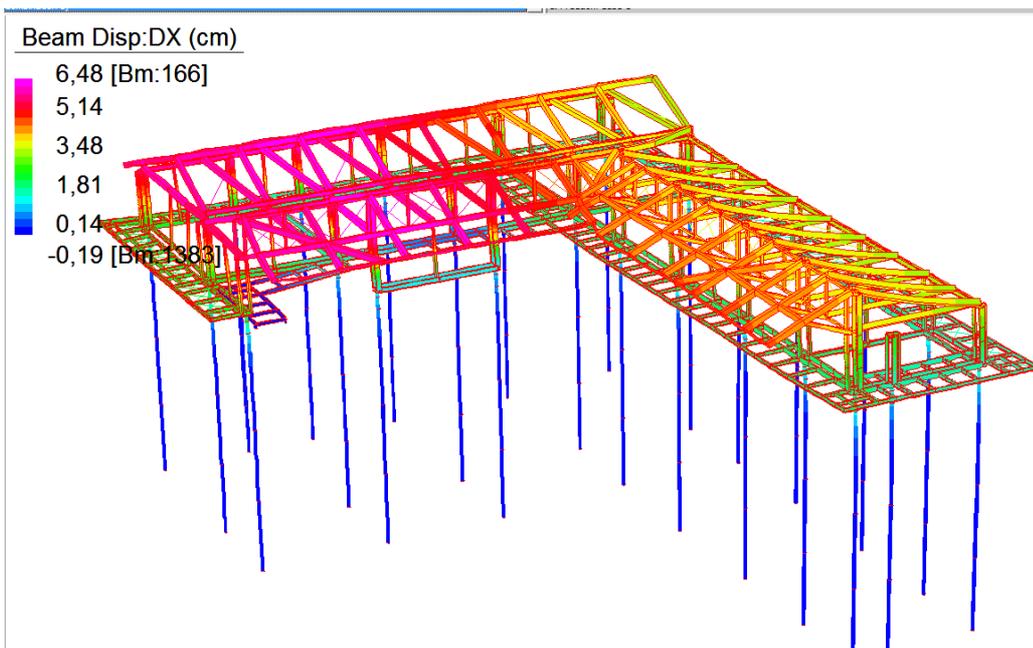
Sterss Sisma X con controventi di parete (nel caso sopra sono spenti)



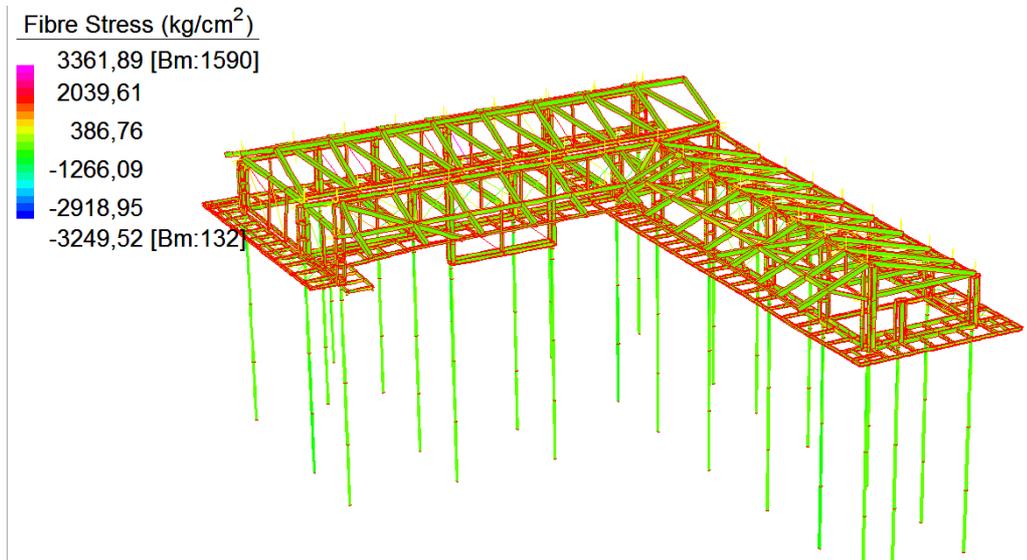
Spostamenti Sisma X con controventi di parete



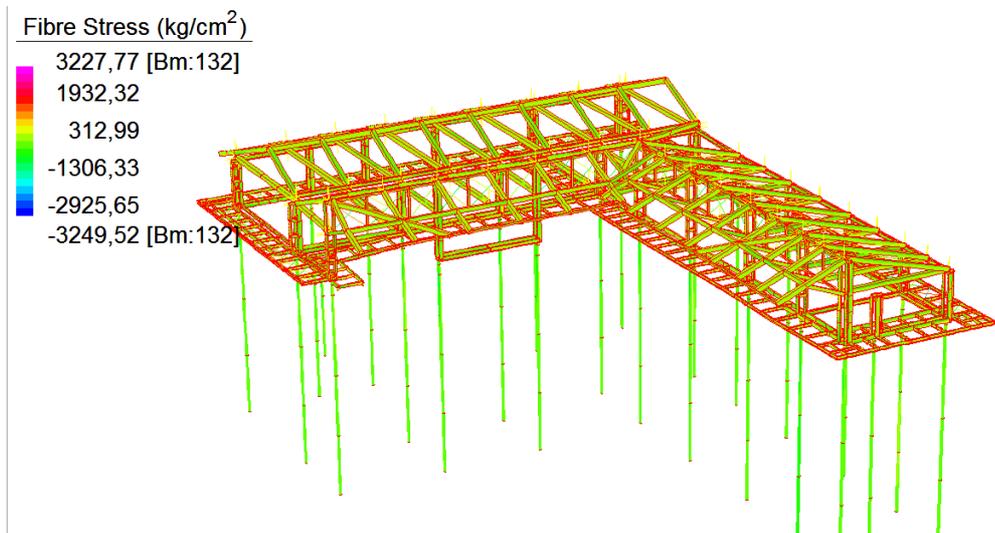
Sterss Sisma X SENZA controventi di parete MODELLO S4



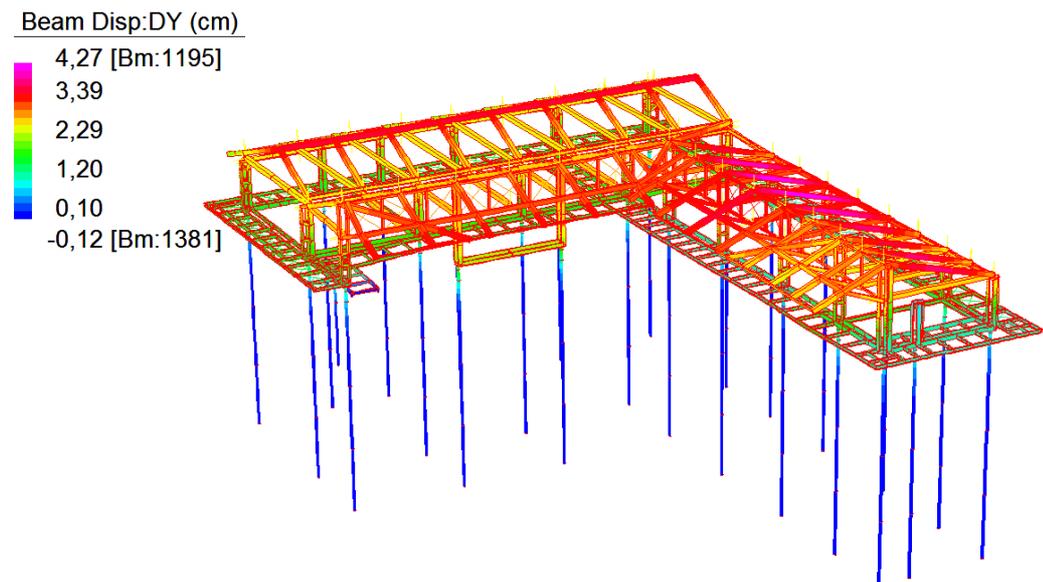
Spostamenti Sisma X SENZA controventi di parete MODELLO S4



Sterss Sisma Y con controventi di parete

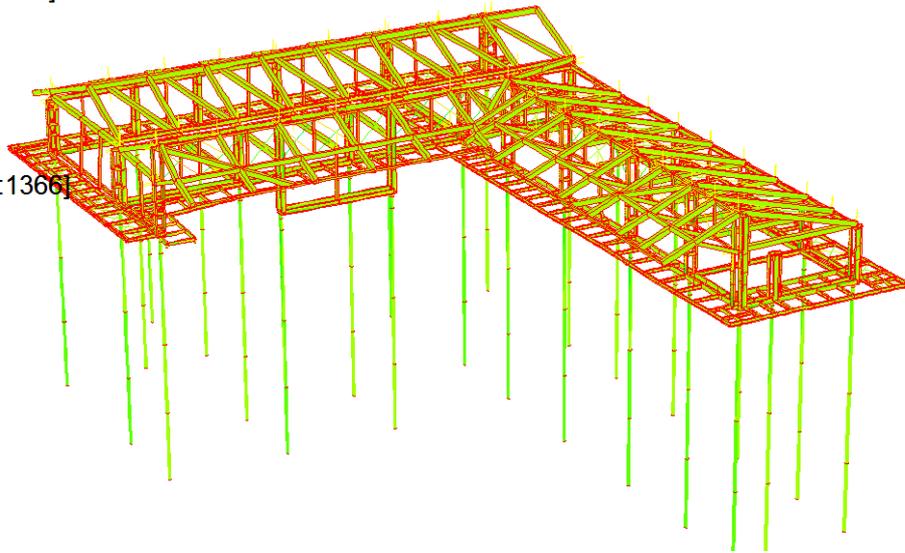
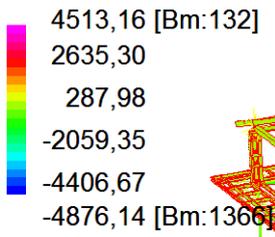


Sterss Sisma Y con controventi di parete (nel caso sopra sono spenti)



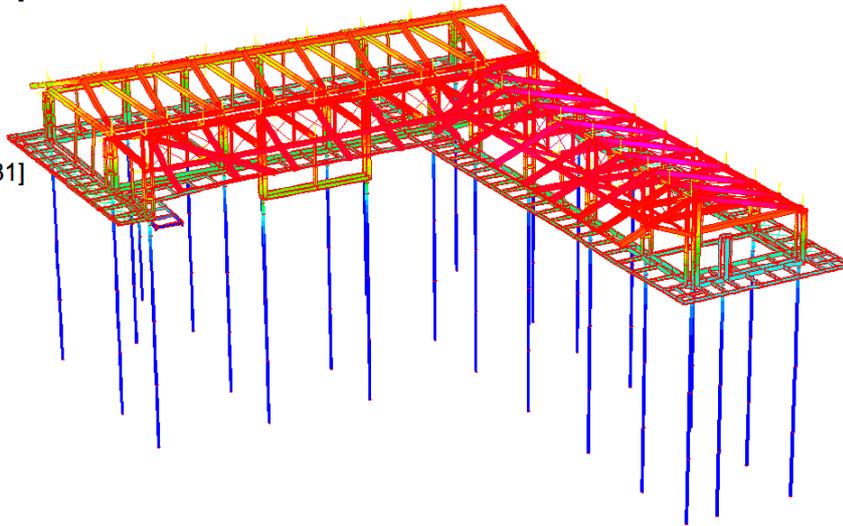
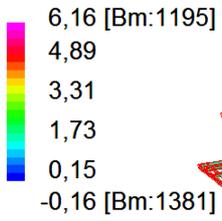
Spostamenti Sisma Y con controventi di parete

Fibre Stress (kg/cm²)



Sterss Sisma Y SENZA controventi di parete MODELLO S4

Beam Disp: DY (cm)



Spostamenti Sisma Y SENZA controventi di parete MODELLO S4

6.7.- ANALISI DI BUCKLING DEL MODELLO S1

(SLE statica)

Straus7

LINEAR BUCKLING SOLVER - For Intel P2-P4 CPU

SOLVER UNITS:

Length: cm

Mass : kg

Force : kgf

Stress: kg/cm²

TOTALS:

Nodes : 1278

Beams : 1909

Plate : 124

Bricks : 0

Links : 75

FREEDOM CASE: "Freedom Case 1"

Nodal displacement components used in starting vector:

936[RX] 176[RX] 931[RX] 941[RX] 976[DX]

171[RZ] 172[RZ] 946[RX] 936[RZ] 176[RZ]

931[RZ] 170[RX] 166[RX] 941[RZ] 946[RZ]

ITERATION 1

Current Buckling Load Factors

-1.55021E+01 1.68532E+01 3.28665E+01 3.46317E+01 3.50334E+01 3.70587E+01

3.89626E+01 3.95637E+01 4.08898E+01 4.10738E+01 4.15613E+01 4.19203E+01

4.37953E+01 5.49173E+01 -1.50076E+04 2.06784E+

.....

.....

ITERATION 19

Current Buckling Load Factors

-1.26562E+01 1.29284E+01 -1.29665E+01 1.31640E+01 -1.43593E+01 -1.49746E+01

-1.59370E+01 1.59640E+01 1.76728E+01 -1.80534E+01 1.86786E+01 1.96724E+01

2.36407E+01 -2.67900E+01 4.40066E+01 7.04870E+01

Relative Difference

2.70660E-08 9.07486E-05 2.34513E-04 2.19943E-07 3.84113E-13 2.15103E-05

2.02064E+00 2.04339E+00 1.38713E-02 1.68392E-03 2.05511E-03 1.00316E-01

3.49804E-02 2.40740E+00 2.50643E+00 2.48108E+00

ITERATION 20

Current Buckling Load Factors

-1.26562E+01 1.29278E+01 -1.29652E+01 1.31640E+01 -1.43593E+01 -1.49745E+01
-1.57454E+01 1.57794E+01 1.74090E+01 -1.80294E+01 1.85810E+01 1.89210E+01
-1.94596E+01 2.36162E+01 6.67815E+01 1.24431E+02

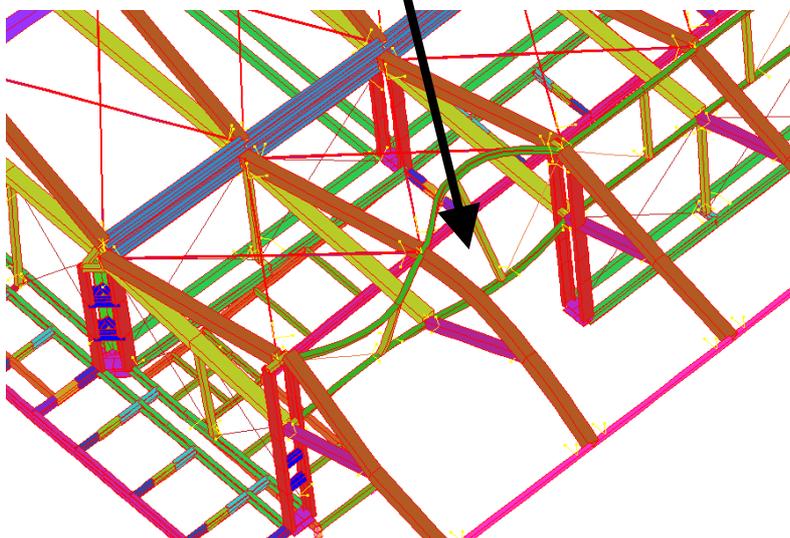
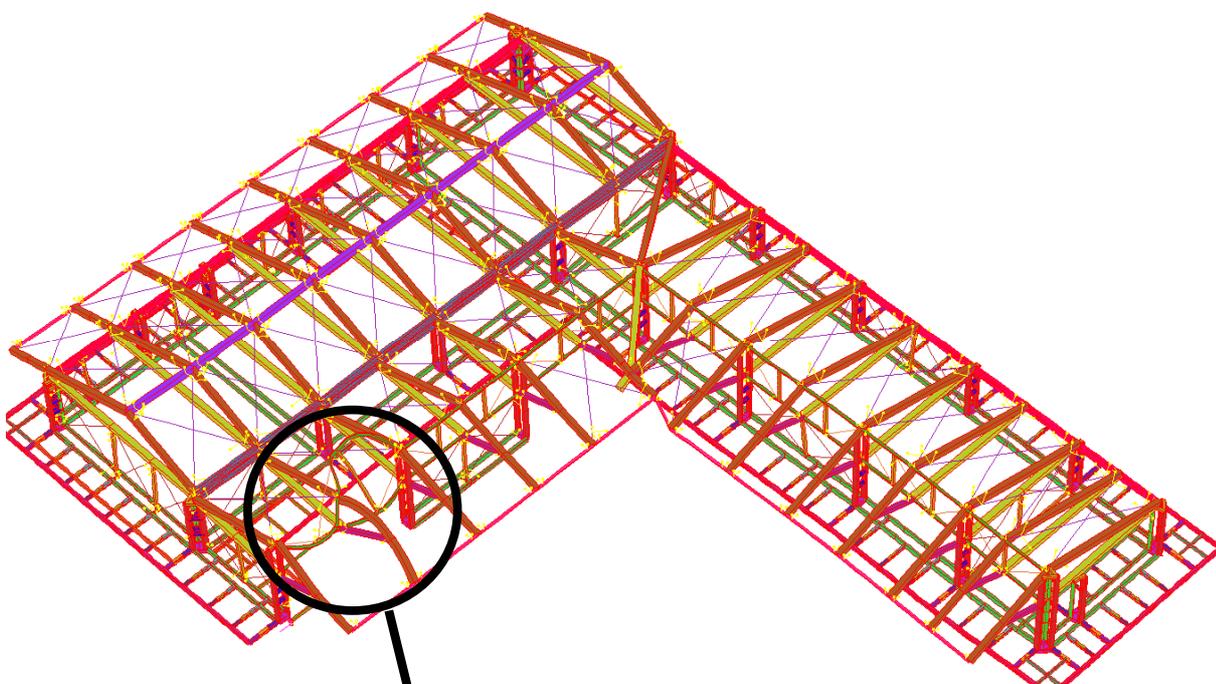
Relative Difference

1.02308E-08 4.25795E-05 9.50395E-05 1.00150E-07 1.55377E-13 6.83257E-06
1.21676E-02 1.16997E-02 1.51515E-02 1.33417E-03 5.25278E-03 3.97132E-02
2.21486E+00 2.13439E+00 3.41036E-01 4.33526E-01

FINAL BUCKLING RESULTS

CALCULATED BUCKLING LOAD FACTORS

- 1 -1.26562126E+01
- 2 1.29278496E+01 [Not Converged]
- 3 -1.29652444E+01 [Not Converged]
- 4 1.31639742E+01
- 5 -1.43592934E+01
- 6 -1.49745235E+01



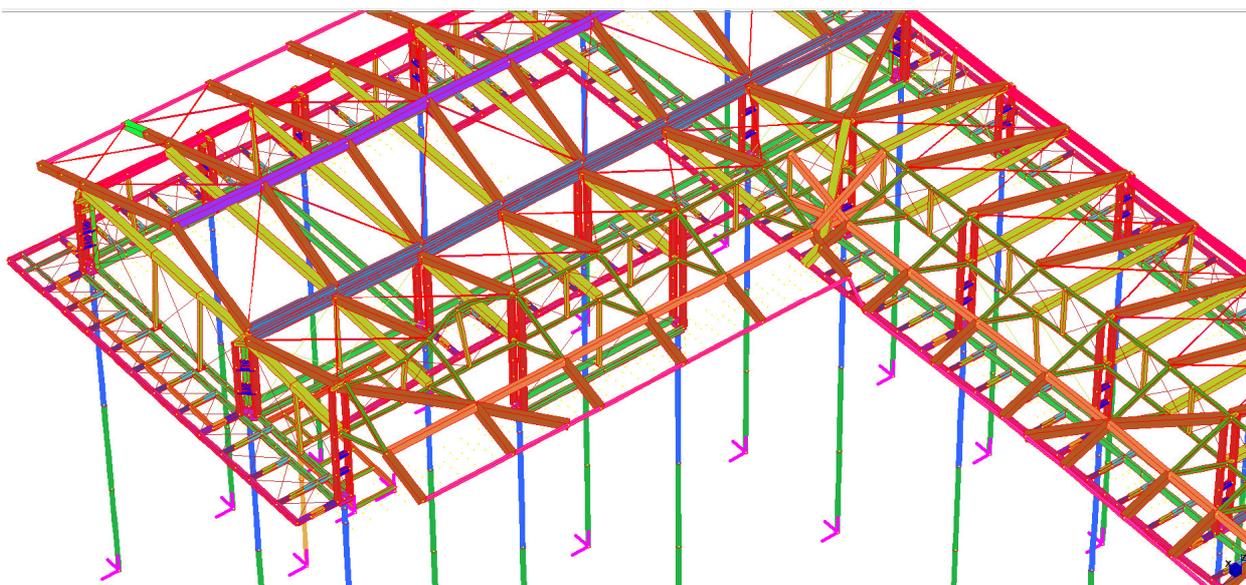
MODO 4 1.31639742E+01

Si è sviluppata una analisi sostituendo ai puntoni in legno i profili metallici a T presenti all'interno del legno e si è sviluppata nuovamente l'analisi di Buckling.

FINAL BUCKLING RESULTS

CALCULATED BUCKLING LOAD FACTORS

- 1 -9.53066210E+00
- 2 -1.09481236E+01
- 3 -1.12290198E+01
- 4 1.18428802E+01
- 5 -1.19016814E+01
- 6 -1.19412024E+01
- 7 1.32074382E+01
- 8 -1.37169857E+01
- 9 -1.45248126E+01
- 10 1.47344796E+01
- 11 -1.48441590E+01 [Not Converged]
- 12 1.55061982E+01
- 13 -1.61614198E+01
- 14 1.65972947E+01



MODO 7 1.32074382E+01 SIGNIFICATIVO

Si osserva che sostanzialmente la situazione relativa alle instabilità non varia

VERIFICHE DI INSTABILITA' PER LE TIPOLOGIE DI SEZIONE

SEZIONE TIPO 1

LINEAR BUCKLING SOLVER

ITERATION 1

Current Buckling Load Factors

-1.18336E+01 -1.32361E+01 -1.56165E+01 -1.82323E+01 -1.87802E+01 1.92639E+01
-2.07920E+01 2.27317E+01 2.65054E+01 -4.28588E+01 -4.33048E+01 6.26479E+01
-6.60910E+01 -9.40054E+01 -1.03759E+02 -8.03226E+03

ITERATION 2

Current Buckling Load Factors

-9.25592E+00 -1.32324E+01 -1.37627E+01 -1.44453E+01 1.85496E+01 -1.87691E+01
1.92327E+01 -2.07858E+01 2.31133E+01 2.64611E+01 -3.82198E+01 -4.00739E+01
-6.57263E+01 -9.69724E+01 -1.03366E+02 1.13445E+02

Relative Difference

2.78486E-01 2.76281E-04 1.34698E-01 2.62159E-01 2.01243E+00 2.02636E+00
2.08108E+00 2.09362E+00 1.46764E-01 2.61969E+00 1.33047E-01 2.56331E+00
5.54923E-03 3.05966E-02 3.80069E-03 7.18031E+01

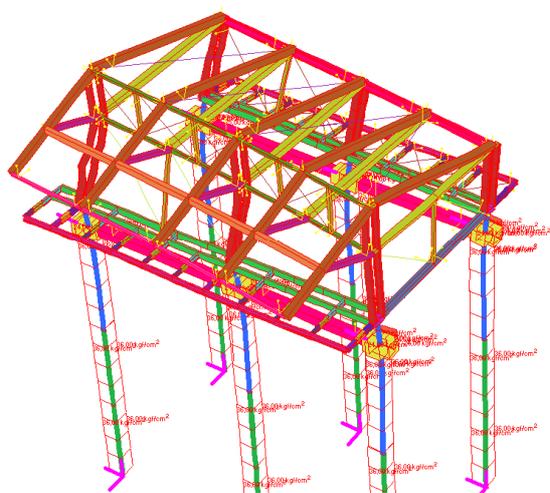
.....

.....

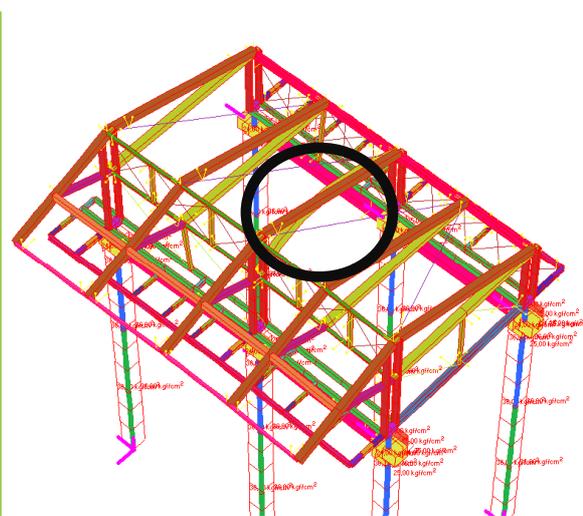
FINAL BUCKLING RESULTS

CALCULATED BUCKLING LOAD FACTORS

- 1 -9.23255856E+00
- 2 -1.30693678E+01
- 3 -1.32324205E+01
- 4 -1.44435237E+01
- 5 1.69969276E+01
- 6 1.83613777E+01
- 7 -1.87690881E+01
- 8 1.92309402E+01
- 9 1.98443358E+01
- 10 -2.07857309E+01



5 1.69969276E+01



6 1.83613777E+01

SEZIONE TIPO 2

LINEAR BUCKLING SOLVER

ITERATION 1

Current Buckling Load Factors

3.33948E+01 3.41806E+01 3.53846E+01 4.19174E+01 -4.32763E+01 -4.55198E+01
-5.30925E+01 5.42874E+01 -5.55462E+01 5.87091E+01 6.53709E+01 6.89714E+01
7.43923E+01 7.84652E+01 7.92932E+01 8.39054E+01

ITERATION 2

Current Buckling Load Factors

1.60929E+01 2.70251E+01 -3.35755E+01 3.41028E+01 4.07269E+01 -4.16705E+01
-4.25475E+01 -4.30283E+01 4.59672E+01 4.77700E+01 4.81815E+01 4.84584E+01
5.41058E+01 6.49855E+01 6.71227E+01 1.50420E+02..

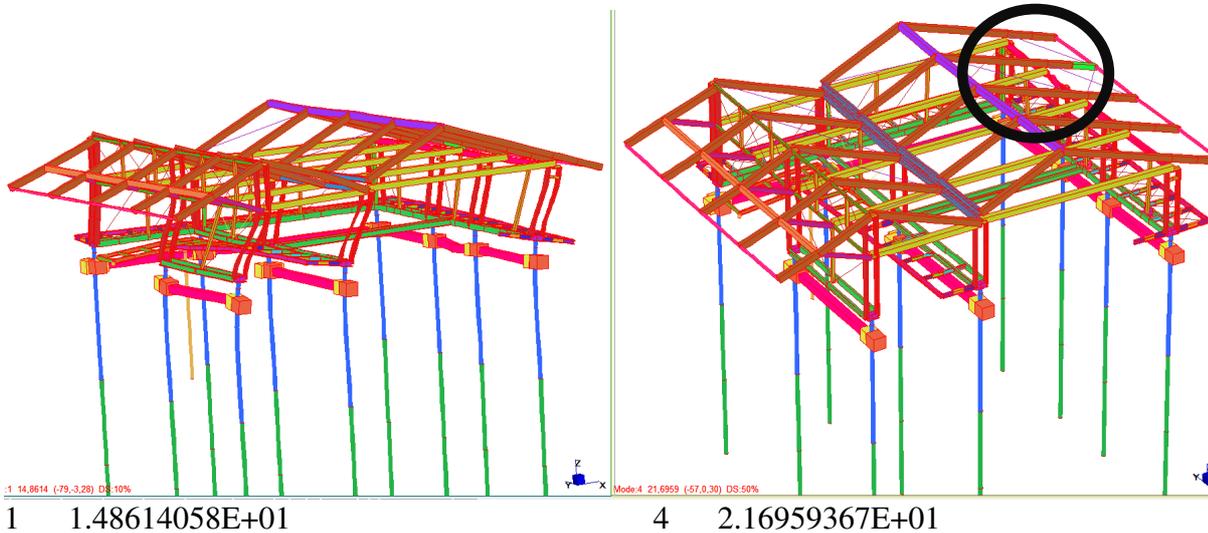
.....

.....

FINAL BUCKLING RESULTS

CALCULATED BUCKLING LOAD FACTORS

1	1.48614058E+01
2	-1.49590434E+01
3	-1.50681637E+01
4	2.16959367E+01
5	-2.20739006E+01
6	2.50377338E+01 [Not Converged]
7	2.67644440E+01
8	2.75054979E+01 [Not Converged]
9	-2.81060904E+01 [Not Converged]
10	3.18626595E+01 [Not Converged]

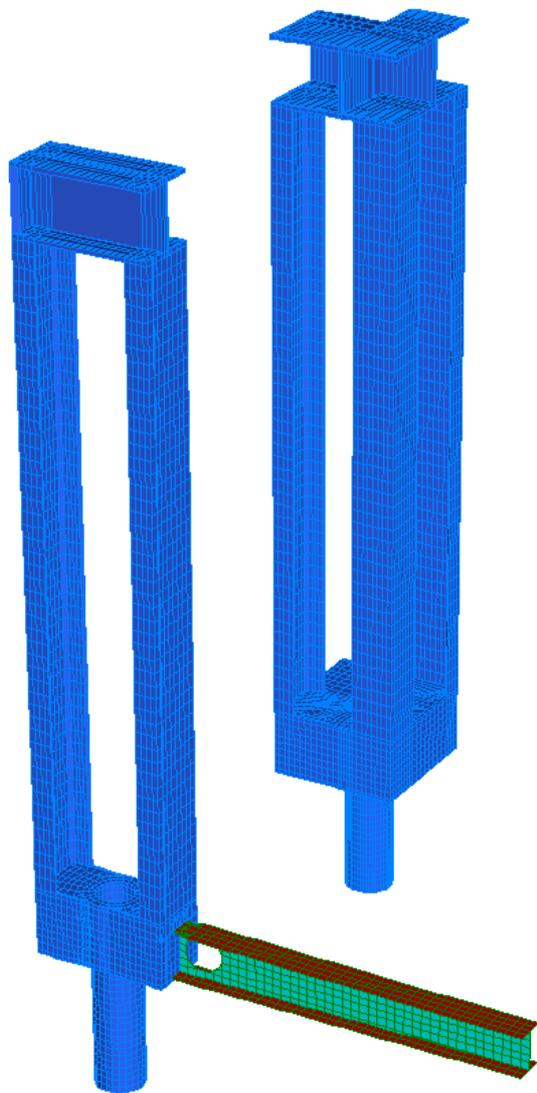


6.8.-MODELLO S5

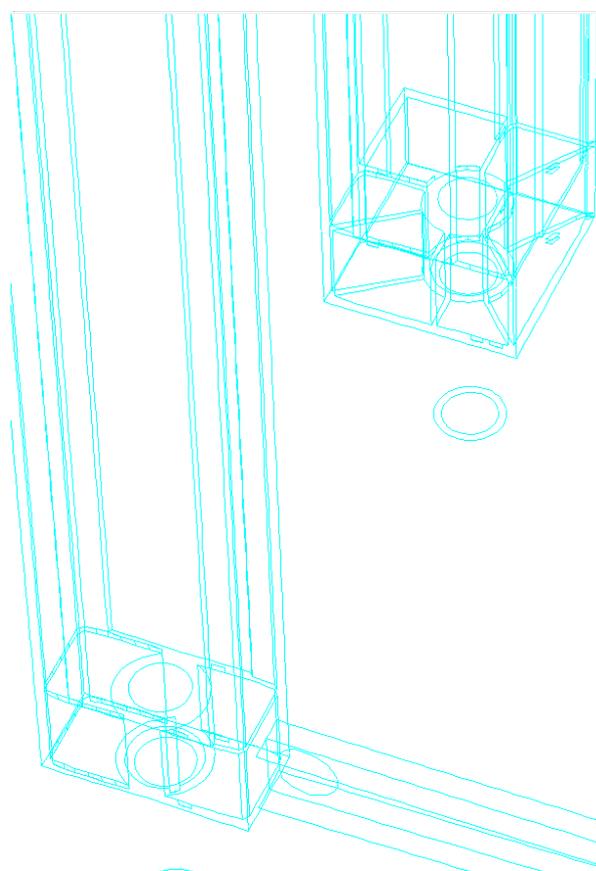
VERIFICHE LOCALI PILASTRI (ELEMENTI BRICK)

Nel seguito si riportano le verifiche dei pilastri, nella tipologia del pilastro tipo A e pilastro tipo B

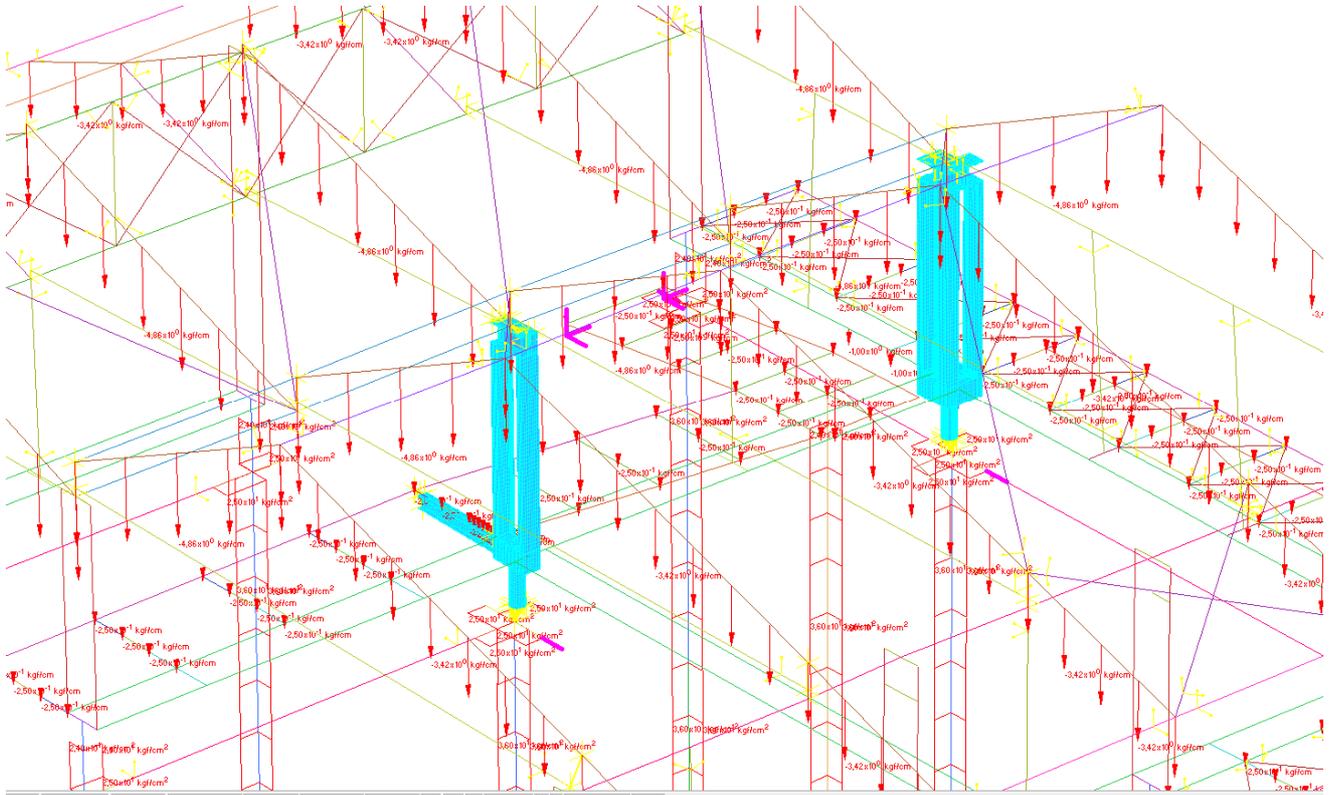
Il modello è stato realizzato con elementi brick tridimensionali riportando i profili metallici e le piastre impiegate con i loro reali spessori.



Viste dei pilastri



viste piatti interni pilastri



Straus7
 LINEAR BUCKLING SOLVER
 Statica SLE

SOLVER UNITS:

Length: cm
 Mass : kg
 Force : kgf
 Stress: kg/cm²

ITERATION 1

Current Buckling Load Factors

-1.72332E+01 1.80824E+01 2.24945E+01 3.09616E+01 3.49756E+01 -5.14383E+01
 -5.79076E+01 6.79195E+01 -7.13441E+01 8.17220E+01 8.25620E+01 8.48428E+01
 -8.58728E+01 9.29852E+01 9.42265E+01 1.03754E+02

ITERATION 2

Current Buckling Load Factors

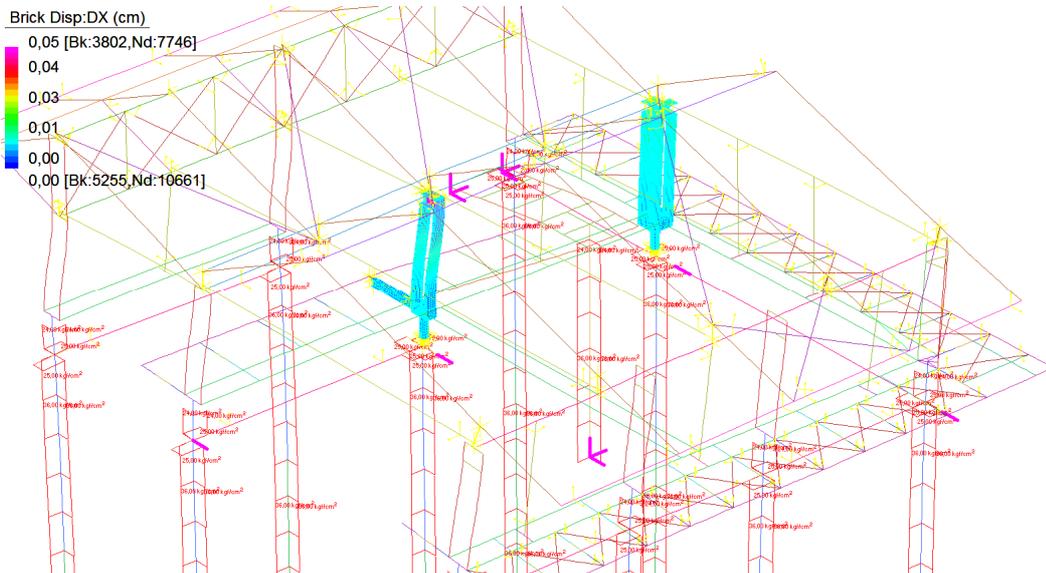
1.29464E+01 -1.40329E+01 2.16579E+01 2.87523E+01 2.95339E+01 3.14786E+01
 -4.28103E+01 4.98547E+01 5.04342E+01 -5.60341E+01 5.62507E+01 5.91946E+01
 -6.41022E+01 6.71967E+01 -8.48332E+01 1.21075E+02

.....

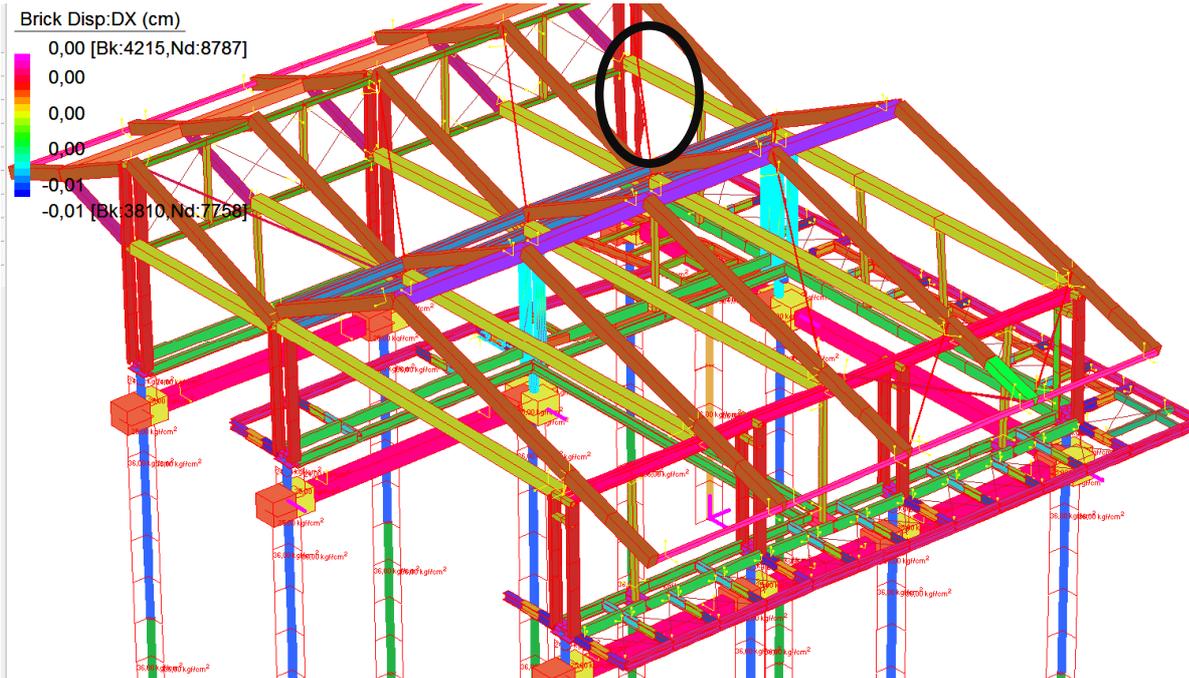
FINAL BUCKLING RESULTS
CALCULATED BUCKLING LOAD FACTORS

- 1 1.22551831E+01
- 2 -1.27920008E+01
- 3 1.33538253E+01

- 4 -1.33952074E+01
- 5 1.59023730E+01
- 6 -1.62063457E+01 [Not Converged]
- 7 1.69797260E+01 [Not Converged]



Modo 1 1.22551831E+01



Modo 3 1.33538253E+01

Straus7
LINEAR BUCKLING SOLVER
Sisma x

SOLVER UNITS:

Length: cm
Mass : kg
Force : kgf
Stress: kg/cm²

ITERATION 1

Current Buckling Load Factors

-1.49680E+01 -1.54282E+01 2.04082E+01 -2.31954E+01 2.59607E+01 2.64361E+01
-2.79720E+01 2.93475E+01 3.10829E+01 3.47226E+01 3.53027E+01 3.79567E+01
3.85835E+01 4.10993E+01 4.30019E+01 4.34190E+01 4.66578E+01 -4.99608E+01
5.02060E+01 6.24019E+01 6.44206E+01 -7.05497E+01 9.42504E+01 -1.35984E+02
-3.35106E+02 -7.74364E+02

ITERATION 2

Current Buckling Load Factors

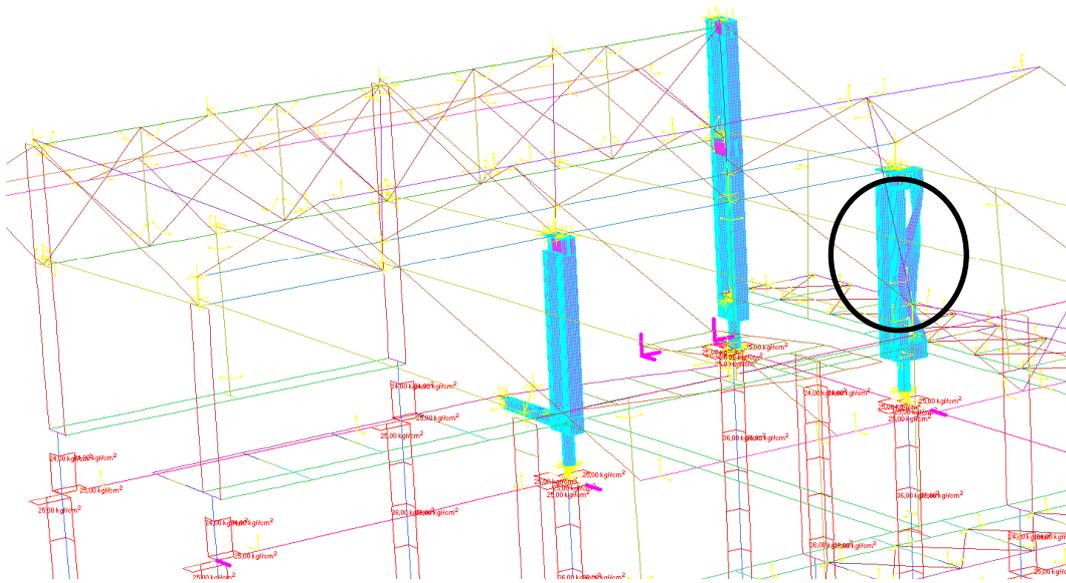
5.38576E-01 -8.13461E+00 -1.30335E+01 -1.39790E+01 1.57302E+01 -1.59468E+01
-1.92765E+01 2.02334E+01 2.18155E+01 2.47314E+01 2.56865E+01 2.65704E+01
2.78505E+01 2.88837E+01 2.99852E+01 3.19551E+01 3.46827E+01 3.55050E+01
3.86462E+01 4.21134E+01 4.93360E+01 5.69023E+01 5.88362E+01 -6.95220E+01
1.13392E+02 -7.27365E+03

.....
.....

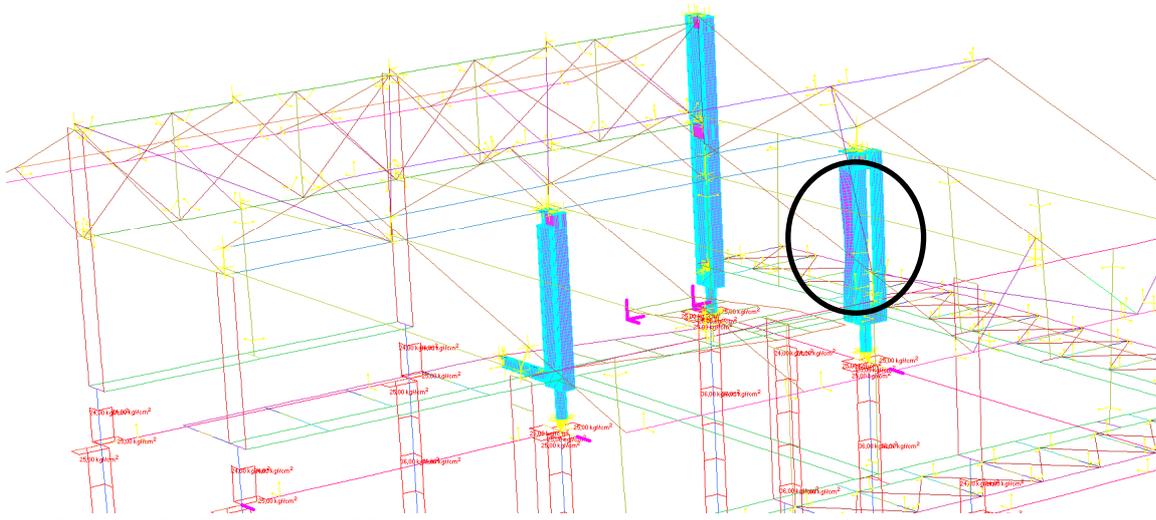
FINAL BUCKLING RESULTS

CALCULATED BUCKLING LOAD FACTORS

1 6.45534340E+00
2 -6.72336483E+00
3 -7.08604166E+00
4 -7.20731190E+00
5 8.56177024E+00
6 -9.80541854E+00 [Not Converged]
7 -9.91065350E+00 [Not Converged]
8 -1.02990931E+01
9 -1.04537062E+01
10 -1.10087227E+01
11 1.10319300E+01 [Not Converged]
12 1.11528379E+01



Modo 1 6.45534340E+00



Modo 5 8.56177024E+00

Si considera ora la condizione senza muretti di base ma solo pali

Straus7

LINEAR BUCKLING SOLVER

Sisma x

ITERATION 1

Current Buckling Load Factors

2.33457E+01 2.62831E+01 2.91084E+01 3.14532E+01 3.24909E+01 3.31799E+01
3.48389E+01 3.53463E+01 3.54512E+01 3.75347E+01 4.07201E+01 4.53377E+01
4.68288E+01 4.82735E+01 5.06531E+01 -5.19035E+01 -5.82910E+01 6.08692E+01
6.21927E+01 6.40386E+01 -6.63833E+01 -8.59437E+01 8.88846E+01 1.19698E+02
-7.50676E+02 -4.56496E+03

ITERATION 2

Current Buckling Load Factors

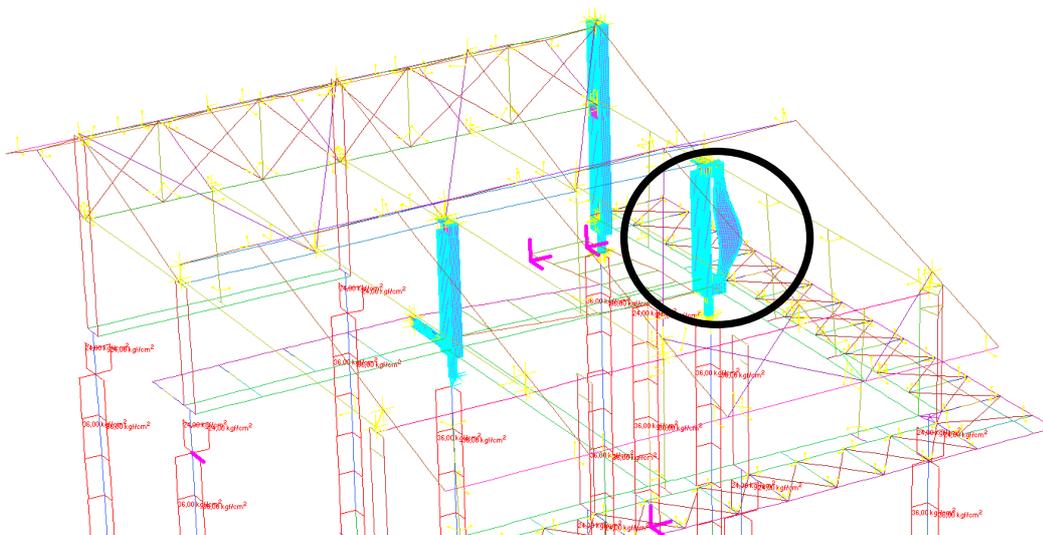
-5.15073E-01 1.81872E+01 2.25222E+01 2.38608E+01 2.54834E+01 2.56803E+01
2.59254E+01 2.73868E+01 2.82933E+01 2.87634E+01 3.12208E+01 3.22907E+01
3.25878E+01 -3.28793E+01 3.34282E+01 3.76045E+01 4.00979E+01 4.47181E+01
4.70951E+01 4.94482E+01 -5.04694E+01 -5.72003E+01 5.81942E+01 -6.24897E+01
7.46081E+01 3.78272E+11

.....
.....

FINAL BUCKLING RESULTS

CALCULATED BUCKLING LOAD FACTORS

- 1 -2.30400011E-01
- 2 5.87982413E+00
- 3 -6.27868545E+00
- 4 6.28885664E+00
- 5 -6.42677465E+00
- 6 -6.74955982E+00
- 7 7.94388189E+00



Modo 2 5.87982413E+00

6.9.- MODELLO S0

Si riportano le verifiche del modello considerando tutti gli elementi con continuità flessionale, senza controventi di parete, senza calastrelli e senza muri di base.

Senza considerare i muri sottostanti
Straus7
LINEAR BUCKLING SOLVER
Sisma X

ITERATION 1

Current Buckling Load Factors

-5.17759E+00 -2.07686E+01 -2.50310E+01 3.17927E+01 -3.28238E+01 -3.41697E+01
4.23839E+01 4.43611E+01 -4.75601E+01 -5.18597E+01 5.31100E+01 -5.33198E+01
-5.39959E+01 -7.15243E+01 -8.88760E+01 1.42974E+02

ITERATION 2

Current Buckling Load Factors

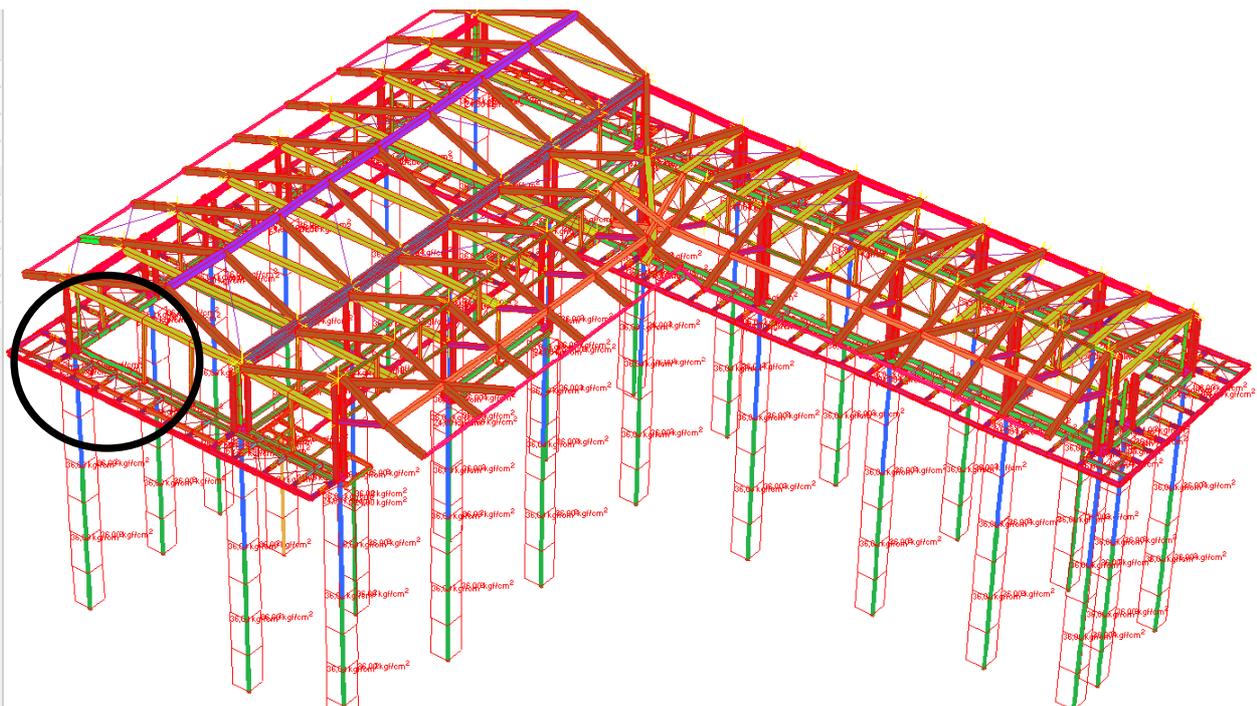
-5.00340E+00 -1.86270E+01 2.04406E+01 -2.48972E+01 -2.81492E+01 2.86654E+01
-3.29491E+01 -3.72106E+01 3.87945E+01 -4.02933E+01 -4.15838E+01 4.34227E+01
-4.36805E+01 -6.44241E+01 -1.50625E+02 7.84938E+02

.....
.....

FINAL BUCKLING RESULTS

CALCULATED BUCKLING LOAD FACTORS

- 1 -5.00331120E+00
- 2 6.38804889E+00
- 3 -7.18512973E+00 [Not Converged]



Modo 2 6.38804889E+00

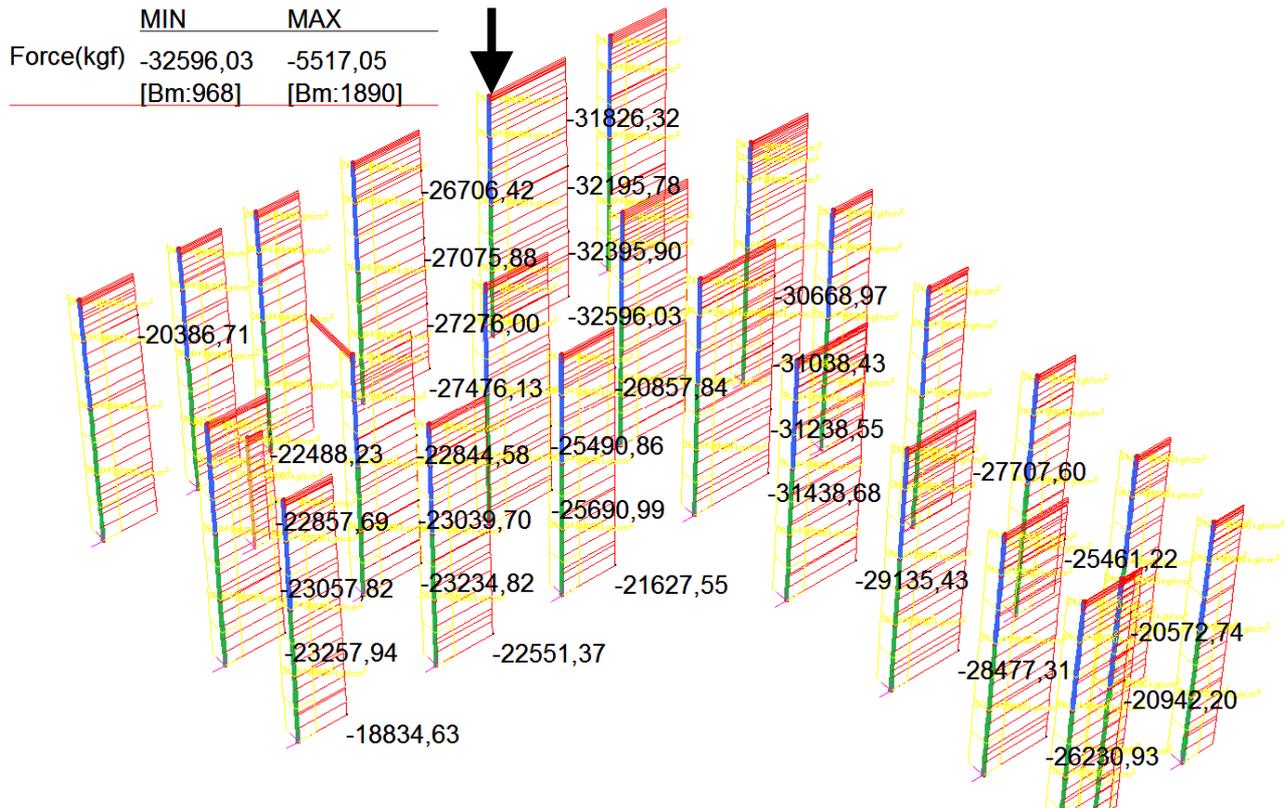
6.10- STRUTTURE DI FONDAZIONE- PALI

MODELLO STATICO GLOBALE S1

Nel seguito si riportano le verifiche dei pali di fondazione in condizioni statiche e sismiche.

I pali previsti sono con camicia da 168*16 di lunghezza 15m la sbulbatura data dalle valvole è prevista da circa 250mm.

I carichi verticali sono quelli effettivi senza considerare il peso del muro o la sua interazione con i pali anche come capacità portante.



Palo maggiormente sollecitato SLU Re= -32596 daN

Portanza di progetto del palo con profondità 14m entroterra Rcd=44690daN

$$Re/Rcd = 32596/42000 = 0,776 < 1$$

OK VERIFICATO

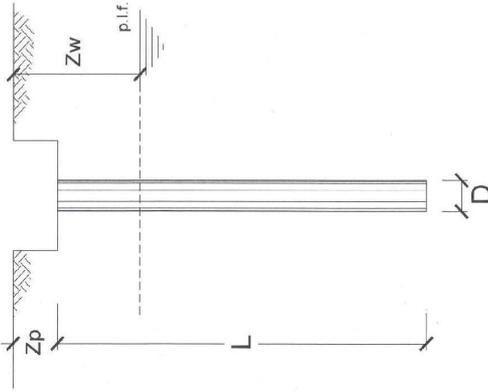
SI RIPORTA IL CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE DEL PALO 160/250

CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE DI UN PALO TRIVELLATO DI MEDIO DIAMETRO

OPERA: Micropali f16

DATI DI INPUT:

Diametro del Palo (D): 0,25 (m) Area del Palo (Ap): 0,049 (m²)
 Quota testa Palo dal p.c. (z_p): 0,50 (m) Quota falda dal p.c. (z_w): 2,00 (m)
 Carico Assiale Permanente (G): 160 (kN) Carico Assiale variabile (Q): 130 (kN)
 Numero di strati 4 Lpalo = 14,00 (m)



Metodo di calcolo	azioni		resistenza laterale e di base	
	permanenti γ _G	variabili γ _Q	γ _b	γ _s
Stato limite ultimo	1,00	1,30	1,60	1,30
Tensioni ammissibili definiti dall'utente	1,00	1,00	1,00	1,00
	1,00	1,30	1,50	1,30

n	1	2	3	4	5	7	10	T.A.	ut
ξ ₃	1,40	1,35	1,33	1,31	1,29	1,27	1,25	1,00	1,10
ξ ₄	1,40	1,27	1,23	1,20	1,15	1,12	1,08	1,00	1,00

Strato Spess (m)	Parametri del terreno					
	γ (kN/m ³)	c' med (kPa)	φ' min (°)	φ' med (°)	c _{u,med} (kPa)	c _{u,min} (kPa)
1 2,20	18,00	0,0	0,0	29,0	0,0	0,0
2 4,30	19,00	0,0	0,0	15,0	0,0	0,0
3 2,50	18,50	0,0	0,0	33,0	0,0	0,0
4 5,00	19,00	0,0	0,0	38,0	0,0	0,0

(n.b.: lo spessore degli strati è computato dalla quota di intradosso del plinto)

Coefficienti di Calcolo		
k	μ	α
(-)	(-)	(-)
0,52	0,55	0,0
0,74	0,27	0,0
0,46	0,65	0,0
0,38	0,78	0,0

Strato	Spess	Tipo di terreno
(-)	(m)	
1	2,20	saabbia limo argillosa
2	4,30	limo sabbioso poco consistente
3	2,50	sabbia limosa
4	5,00	sabbia poco limosa

CARICO ASSIALE AGENTE

$$Nd = Ng \cdot \gamma_g + Nq \cdot \gamma_q$$

$$Nd = 329,0 \text{ (kN)}$$

CAPACITA' PORTANTE CARATTERISTICA

$$R_{b,k} = \text{Min}(R_{b,cal,med}/\xi_3 ; R_{b,cal,min}/\xi_4) = 437,3 \text{ (kN)}$$

$$R_{s,k} = \text{Min}(R_{s,cal,med}/\xi_3 ; R_{s,cal,min}/\xi_4) = 190,7 \text{ (kN)}$$

$$R_{c,k} = R_{b,k} + R_{s,k} = 628,0 \text{ (kN)}$$

media					
Qsi	Nq	Nc	qb	Qbm	
(kN)	(-)	(-)	(kPa)	(kN)	
13,7					
40,9					
52,8					
146,3	80,85	0,00	#####	581,6	

CAPACITA' PORTANTE MEDIA

$$\text{alla base } R_{b,cal,med} = 581,6 \text{ (kN)}$$

$$\text{laterale } R_{s,cal,med} = 253,6 \text{ (kN)}$$

$$\text{totale } R_{c,cal,med} = 835,2 \text{ (kN)}$$

CAPACITA' PORTANTE DI PROGETTO

$$R_{c,d} = R_{b,k}/\gamma_b + R_{s,k}/\gamma_s$$

$$R_{c,d} = 420,0 \text{ (kN)}$$

minima					
Qsi	Nq	Nc	qb	Qbm	
(kN)	(-)	(-)	(kPa)	(kN)	
13,7					
40,9					
52,8					
146,3	80,85	0,00	11848,4	581,6	

CAPACITA' PORTANTE MINIMA

$$\text{alla base } R_{b,cal,min} = 581,6 \text{ (kN)}$$

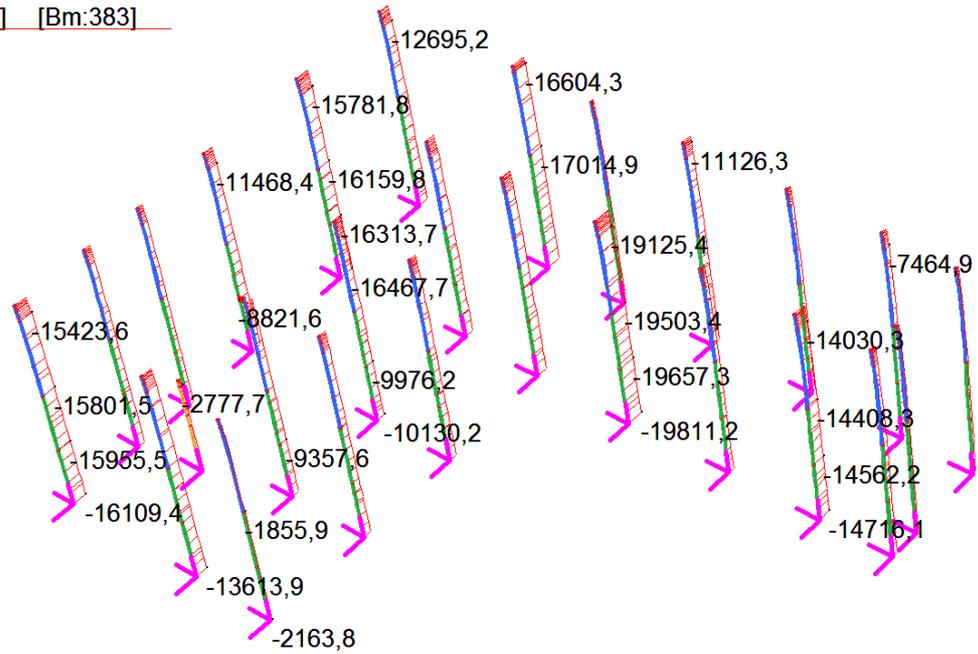
$$\text{laterale } R_{s,cal,min} = 253,6 \text{ (kN)}$$

$$\text{totale } R_{c,cal,min} = 835,2 \text{ (kN)}$$

$$Fs = R_{c,d} / Nd$$

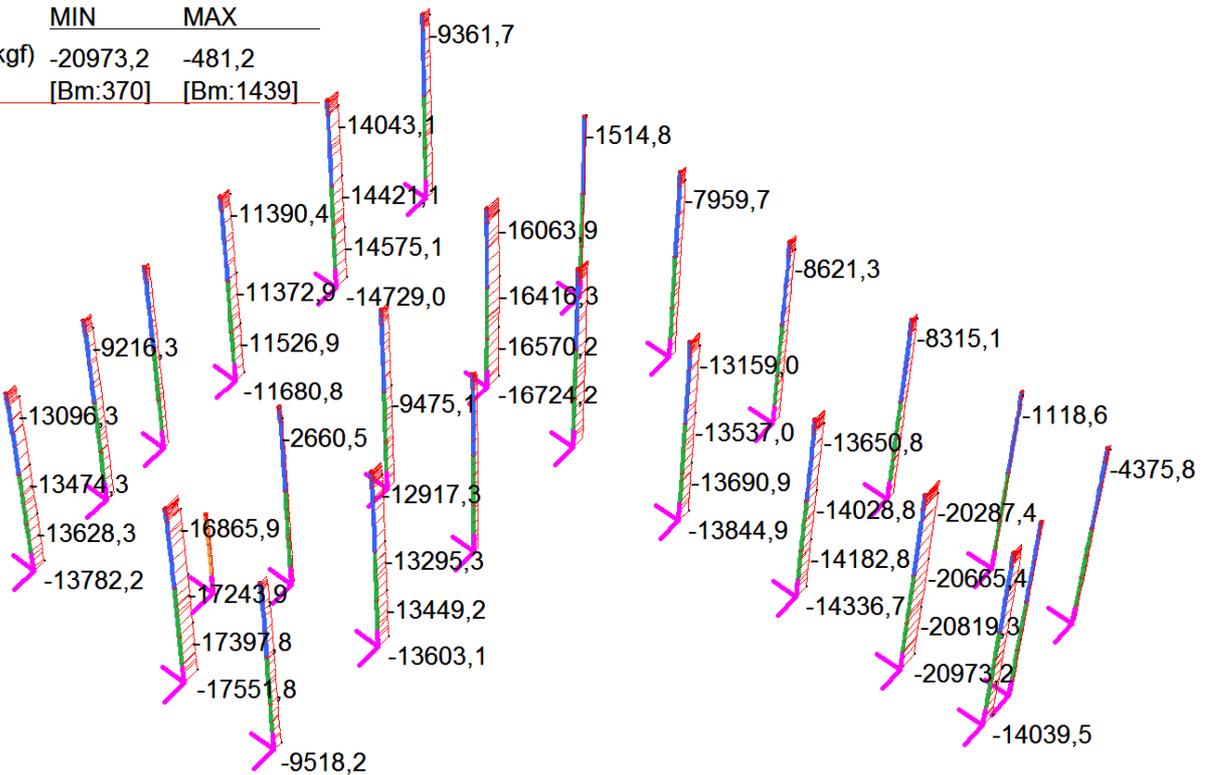
$$Fs = 1,28$$

	MIN	MAX
Force(kgf)	-19811,2	-277,4
	[Bm:365]	[Bm:383]



VERIFICHE PALI DI FONDAZIONE CON SISMA Y

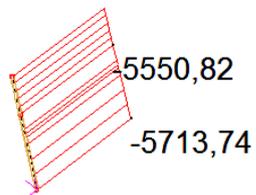
	MIN	MAX
Force(kgf)	-20973,2	-481,2
	[Bm:370]	[Bm:1439]



OK I PALI SONO SEMPRE IN COMPRESSIONE

VERIFICHE DEL PALO 139.7*12 L=9.5M DELLA RAMPA

	MIN	MAX
Force(kgf)	-5713,74	-5470,17
	[Bm:1904]	[Bm:1903]



Palo maggiormente sollecitato SLU Re= -5500 daN

Portanza di progetto del palo con profondità 12m entroterra Rcd=25620daN

$$Re/Rcd = 5500/18390 = 0,299 < 1$$

OK VERIFICATO

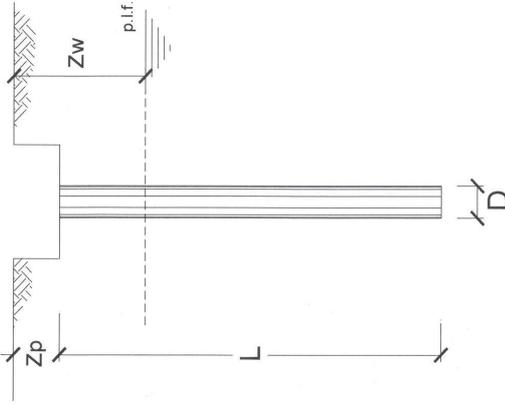
SI RIPORTA IL CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE DEL PALO 139/200

CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE DI UN PALO TRIVELLATO DI MEDIO DIAMETRO

OPERA: Micropali f14

DATI DI INPUT:

Diametro del Palo (D): 0,20 (m) Area del Palo (Ap): 0,031 (m²)
 Quota testa Palo dal p.c. (Zp): 0,50 (m) Quota falda dal p.c. (Zw): 2,00 (m)
 Carico Assiale Permanente (G): 0 (kN) Carico Assiale variabile (Q): 100 (kN)
 Numero di strati 4 Lpalo = 9,50 (m)



coefficienti parziali	azioni		resistenza laterale e di base	
	permanenti γ_G	variabili γ_Q	γ_b	γ_s
Stato limite ultimo	1,00	1,30	1,60	1,30
Tensioni ammissibili definiti dall'utente	1,00	1,00	1,00	1,00
	1,00	1,30	1,50	1,30

n	1	2	3	4	5	7	10	ut
ξ_3	1,40	1,35	1,33	1,31	1,29	1,27	1,25	1,10
ξ_4	1,40	1,27	1,23	1,20	1,15	1,12	1,08	1,00

Strato	Spess (-)	Tipo di terreno	Parametri del terreno						
			γ (kN/m ³)	c'_{med} (kPa)	c'_{min} (kPa)	ϕ'_{med} (°)	ϕ'_{min} (°)	$c_{u,med}$ (kPa)	$c_{u,min}$ (kPa)
1	2,20	saabbia limo argillosa	18,00	0,0	0,0	29,0	29,0	0,0	0,0
2	4,30	limo sabbioso poco consistente	19,00	0,0	0,0	15,0	15,0	0,0	0,0
3	2,50	sabbia limosa	18,50	0,0	0,0	33,0	33,0	0,0	0,0
4	0,50	sabbia poco limosa	19,00	0,0	0,0	38,0	38,0	0,0	0,0

(n.b.: lo spessore degli strati è computato dalla quota di intradosso del pilotto)

Coefficienti di Calcolo				
k	μ	a	α	
0,52	0,55			0,0
0,74	0,27			0,0
0,46	0,65			0,0
0,38	0,78			0,0

Strato	Spess (m)	Tipo di terreno
(-)		
1	2,20	saabbia limo argilloso
2	4,30	limo sabbioso poco consistente
3	2,50	sabbia limosa
4	0,50	sabbia poco limosa

CARICO ASSIALE AGENTE

$$Nd = Ng \cdot \gamma_g + Nq \cdot \gamma_q$$

$$Nd = 130,0 \text{ (kN)}$$

CAPACITA' PORTANTE CARATTERISTICA

$$R_{b,k} = \text{Min}(R_{b,cal med}/\xi_3 ; R_{b,cal min}/\xi_4) = 205,8 \text{ (kN)}$$

$$R_{s,k} = \text{Min}(R_{s,cal med}/\xi_3 ; R_{s,cal min}/\xi_4) = 71,9 \text{ (kN)}$$

$$R_{c,k} = R_{b,k} + R_{s,k} = 277,7 \text{ (kN)}$$

media					
Qsi (kN)	Nq (-)	Nc (-)	qb (kPa)	Qbm (kN)	
10,9					
32,7					
42,2					
9,8	82,15	0,00	8712,3	273,7	

CAPACITA' PORTANTE MEDIA

$$\text{alla base } R_{b,cal med} = 273,7 \text{ (kN)}$$

$$\text{laterale } R_{s,cal med} = 95,7 \text{ (kN)}$$

$$\text{totale } R_{c,cal med} = 369,4 \text{ (kN)}$$

CAPACITA' PORTANTE DI PROGETTO

$$R_{c,d} = R_{b,k}/\gamma_b + R_{s,k}/\gamma_s$$

$$R_{c,d} = 183,9 \text{ (kN)}$$

minima					
Qsi (kN)	Nq (-)	Nc (-)	qb (kPa)	Qbm (kN)	
10,9					
32,7					
42,2					
9,8	82,15	0,00	8712,3	273,7	

CAPACITA' PORTANTE MINIMA

$$\text{alla base } R_{b,cal min} = 273,7 \text{ (kN)}$$

$$\text{laterale } R_{s,cal min} = 95,7 \text{ (kN)}$$

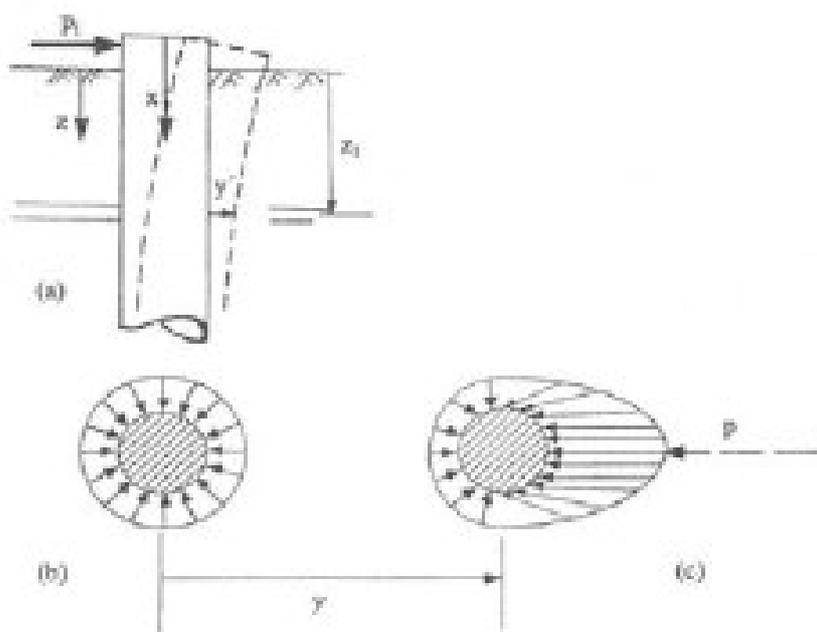
$$\text{totale } R_{c,cal min} = 369,4 \text{ (kN)}$$

$$Fs = Rc,d / Nd$$

$$Fs = 1,41$$

VERIFICHE SPINTE LATERALI PALI

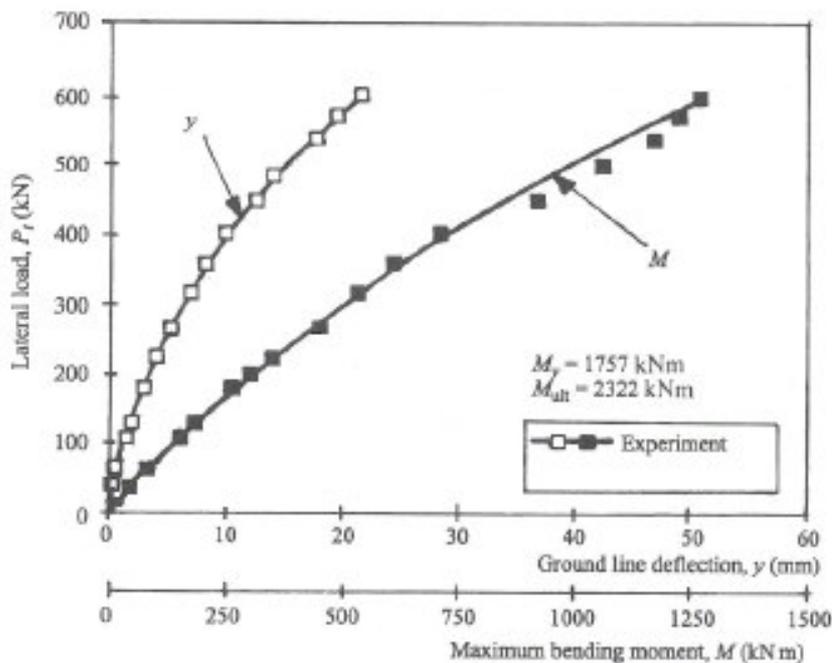
Si consideri un palo ad asse verticale, con sezione circolare, immerso in un terreno omogeneo. Inizialmente le tensioni normali agenti sulla superficie laterale del palo presentano una distribuzione assialsimmetrica, la cui risultante è nulla (figura.b). Quando il palo è soggetto, in testa, ad una forza orizzontale e/o ad una coppia applicata, si induce una traslazione y all'interno del terreno (figura.a). Il diagramma delle tensioni del terreno, conseguentemente, si modifica; le tensioni normali poste di fronte al palo aumentano ed il terreno tende ad allontanarsi dal palo in direzione radiale. Le tensioni normali poste a tergo del palo, viceversa, diminuiscono, mentre il terreno tende a spostarsi verso il palo, ancora lungo una direzione radiale. Lungo i bordi del palo, le tensioni orizzontali presentano una componente normale ed una tangenziale. La risultante p [F/L] di tali azioni sarà posta nella direzione dello spostamento del palo ed avrà verso opposto ad esso (figura c).



Tensioni normali del terreno(statica) Tensioni con spinta sul palo

Ad un certo livello di carico, in prossimità del piano campagna, il terreno posto a tergo del palo tende a distaccarsi dallo stesso; il terreno posto di fronte al palo, invece, tende a raggiungere la condizione di collasso. A profondità maggiori, il terreno tende a scorrere defluendo lungo il bordo del palo, senza un distacco relativo a tergo. Alla luce di queste considerazioni risulta evidente come la reazione del terreno p dipenda sia dall'entità dello spostamento y raggiunto dal palo sia dalla quota di riferimento z .

Di conseguenza, la risposta di un palo verticale ad un carico orizzontale crescente, in termini di curva carichi – spostamenti, oppure in termini di carichi – momenti flettenti massimi, è di tipo non lineare. Un esempio di curva carichi – spostamenti in testa al palo e di curva carichi – momenti flettenti massimi agenti lungo il fusto del palo è riportata in figura sottostante



Curve sperimentali carichi – spostamenti e carichi – momenti flettenti massimi (da Reese et al., 1975)

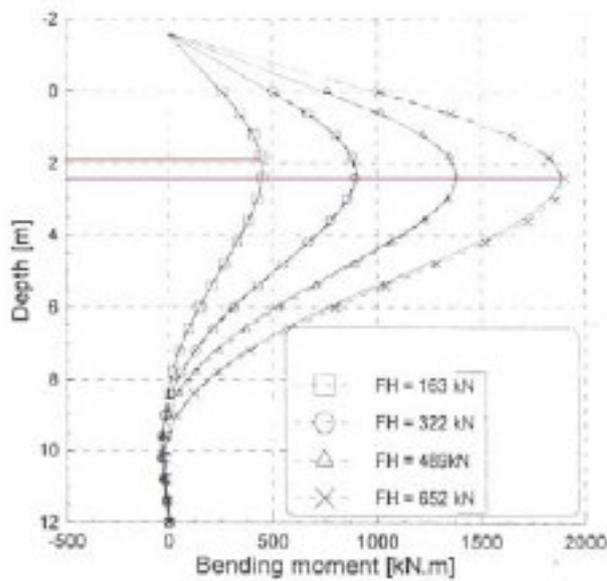
Gli spostamenti di un palo soggetto ad azioni orizzontali sono generalmente confinati nella sua porzione superiore. Raramente si osservano spostamenti significativi a profondità superiori ai primi 10 diametri al di sotto del piano campagna (FLEMING ET AL., 1985).

Poiché gli spostamenti del palo sono confinati nei primi diametri di profondità, risulta evidente come la risposta del sistema palo – terreno alle sollecitazioni orizzontali dipenda essenzialmente dalle caratteristiche meccaniche del terreno prossime al piano campagna. A fini progettuali, o al fine di realizzare un'analisi a ritroso di una prova di carico, riveste dunque particolare importanza la corretta

caratterizzazione delle proprietà meccaniche del terreno in corrispondenza dei primi metri di profondità.

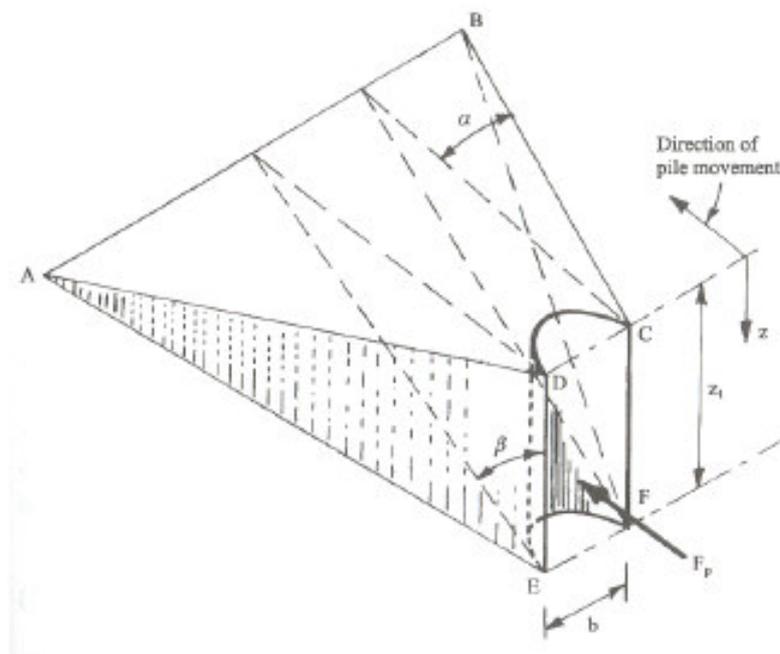
Per quanto attiene alle sollecitazioni, il momento flettente massimo agente sul palo si rinviene in testa al palo, nell'ipotesi che la testa sia impedita di ruotare, o lungo il suo fusto, nell'ipotesi che la testa sia libera di ruotare. La profondità alla quale si verifica il momento flettente massimo, nel

secondo caso, è ancora una volta ridotta, corrispondente a pochi diametri di palo. La profondità della sezione di momento massimo dipende in primo luogo dalla rigidità relativa palo – terreno.



Progressivo aumento della profondità della sezione di momento massimo, al crescere del carico FH (da Remaud et al., 1998)

Gli effetti delle modifiche indotte dalla tecnologia di realizzazione del palo sullo stato tensionale del terreno nell'area ad esso immediatamente circostante sulla risposta del palo caricato da azioni orizzontali sono molto minori. Ciò è motivato dal fatto che il volume che condiziona il comportamento del palo sotto carichi orizzontali è molto maggiore di quello relativo ai carichi verticali, e quindi meno influenzato dagli effetti della installazione del palo stesso. In figura sottostante si riporta, in forma qualitativa, una tipica rappresentazione del cuneo di terreno responsabile della risposta sotto azioni orizzontali.

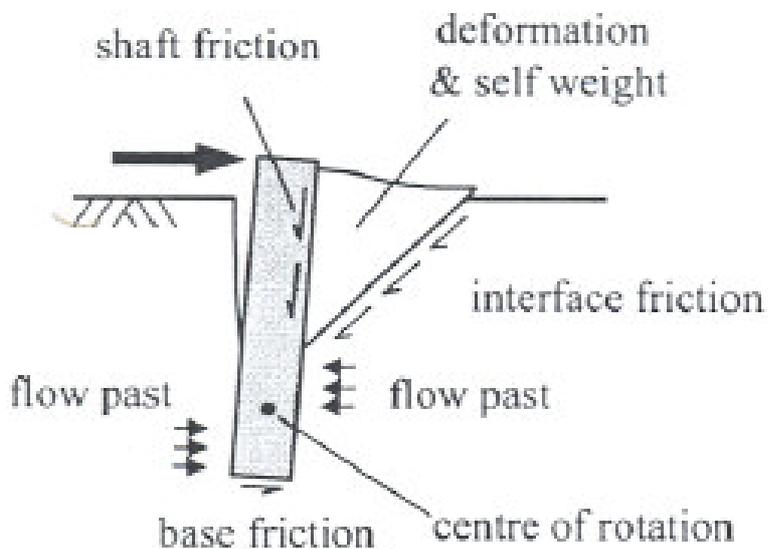


Cuneo di terreno responsabile della risposta alle azioni orizzontali (da Reese & Van Impe, 2001)

A profondità superficiali, minori di un diametro, il palo si comporta, nei confronti del terreno, come un muro di sostegno. In condizioni di rottura, si genera un cuneo di terreno che viene spinto via dal palo; la pressione limite agente sul palo sarà pari a:

$$p_u = K_p \cdot \sigma'_z$$

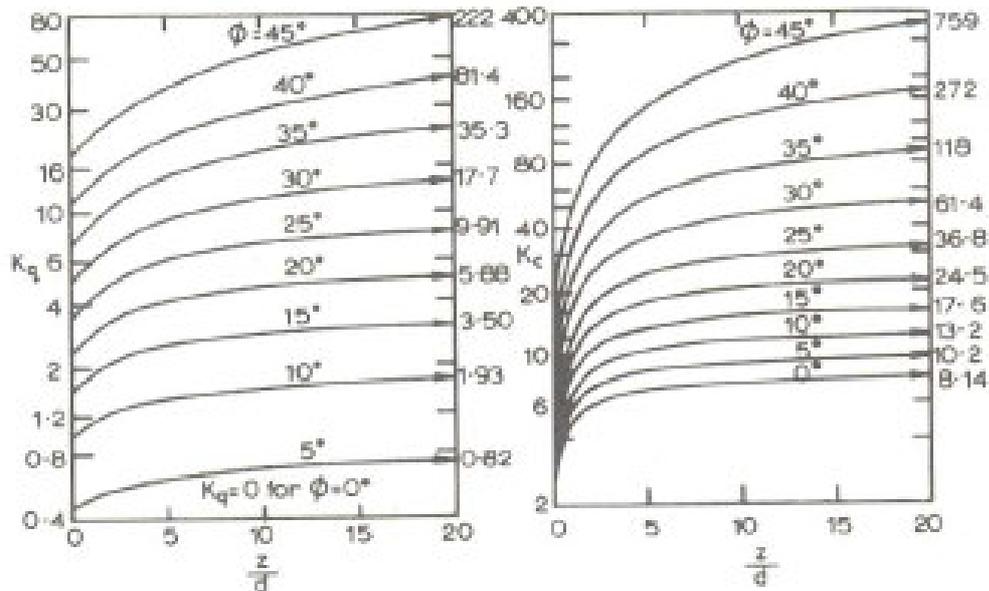
dove σ'_z rappresenta lo stato tensionale verticale effettivo nel terreno, e K_p è il coefficiente di spinta passiva di Rankine



Per il caso generale di un terreno attritivo, risulta, alla generica profondità z :

$$p_u = K_p \cdot \sigma'_z$$

$$P_u = p_u \cdot D$$



Andamenti dei parametri K_q e K_c di Brinch – Hansen, 1961 (da Poulos & Davis, 1980).

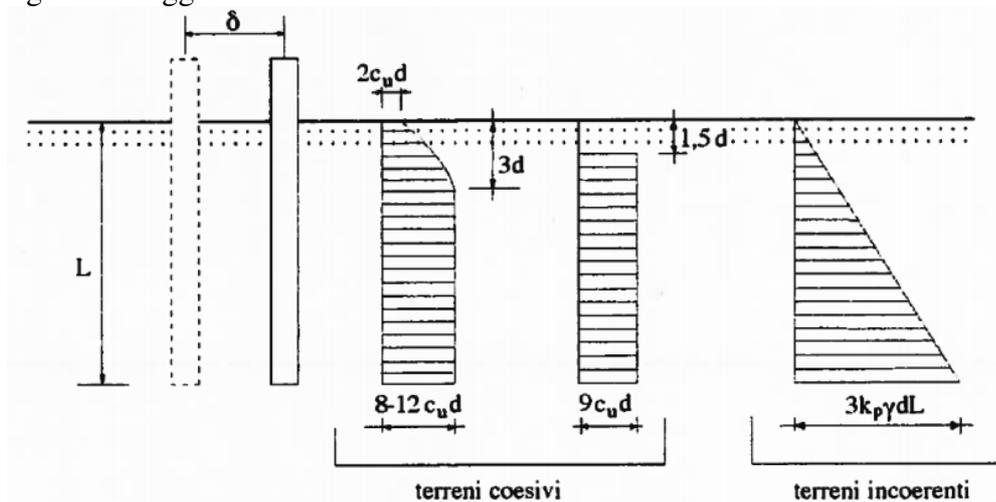
Un'altra proposta relativa al profilo delle pressioni limite in terreni incoerenti, molto utilizzata a fini ingegneristici, risale a BROMS (1964b). Sulla base dell'evidenza sperimentale, l'autore ha proposto:

$$P_u = p_u \cdot D = 3K_p \cdot \sigma'_v \cdot D$$

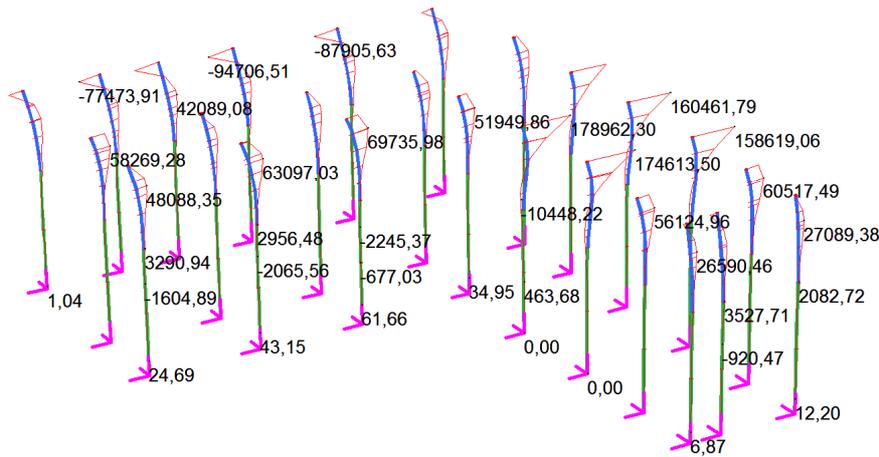
Un profilo intermedio tra i due precedentemente proposti suggerisce di considerare p_u proporzionale al quadrato del coefficiente di spinta passiva K_p (BARTON, 1982). La reazione limite per unità di lunghezza è pari a:

$$P_u = p_u \cdot D = K_p^2 \cdot \sigma'_v \cdot D$$

Nella maggior parte dei casi dei terreni naturali, incoerenti, risulta $\phi \geq 30^\circ$, dunque $K_{p2} \geq 3 K_p$. Questa relazione è stata ottenuta conducendo delle prove in centrifuga su pali modello, strumentati con trasduttori di deformazioni per la misura dei momenti flettenti; figura da Viggiani

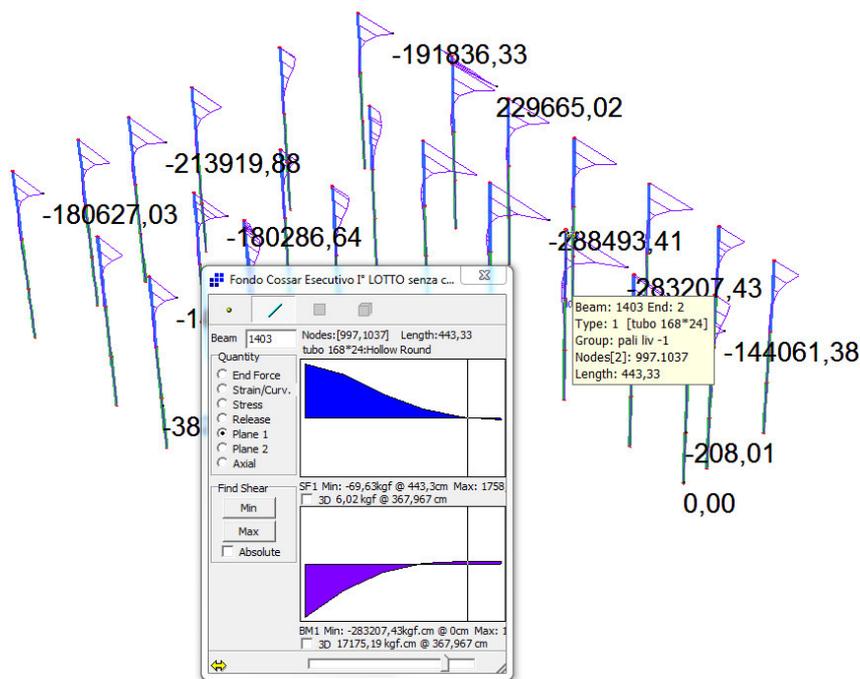


	MIN	MAX
BM2(kgf.cm)	-94706,51	178962,30
	[Bm:1375]	[Bm:1397]



Sisma Y momenti

	MIN	MAX
BM1(kgf.cm)	-288493,41	229665,02
	[Bm:1395]	[Bm:2086]



Sisma X momenti

Si osserva come alla profondità di circa 5.5m il momento sul palo si annulla, quota che ritroveremo successivamente come annullamento dello spostamento del palo lungo il suo sviluppo.

Secondo la teoria possono succedere tre tipi di meccanismi di rottura dell'insieme palo-terreno (EC7 - 7.8.2.1 - P(2)):

- palo "**corto**" : condizione in cui non si raggiunge il momento di plasticizzazione in nessuna sezione del palo, il quale trasla orizzontalmente rigidamente
- palo "**intermedio**" : condizione in cui si raggiunge il momento di plasticizzazione solo nella sezione d'attacco palo-soletta
- palo "**lungo**" : condizione in cui si raggiunge il momento di plasticizzazione sia nella sezione d'attacco palo-soletta che in un'altra sezione del palo.

L'azione orizzontale limite sopportabile H_{Lim} corrisponde a quella minima tra quelle calcolate in corrispondenza dei tre meccanismi di rottura.

Il valore di H_{Lim} corrisponde in buona sostanza al **valore caratteristico della resistenza trasversale del palo $R_{tr,ki}$** ; esso può essere determinato con formulazioni empiriche dedotte sulla base delle caratteristiche geotecniche del terreno omogeneo in cui è immerso il palo; per esempio, nel caso di **terreni incoerenti** (condizioni drenate) detto valore corrisponde al minimo tra i tre seguenti valori (L = lunghezza palo, caso di vincolo rigido in testa):

$$\text{palo } corto \Rightarrow H_1 = 1.5k_p \gamma d^3 \left(\frac{L}{d} \right)^2$$

$$\text{palo } intermedio \Rightarrow H_2 = \frac{1}{2} k_p \gamma d^3 \left(\frac{L}{d} \right)^2 + \frac{M_y}{L}$$

$$\text{palo } lungo \Rightarrow H_3 = k_p \gamma d^3 \sqrt[3]{\left(3.676 \frac{M_y}{k_p \gamma d^4} \right)^2}$$

Siamo nel caso di palo intermedio

**PALO SOGGETTO A SPINTA LATERALE PALO
DIAMETRO 168.7**

□	$\gamma =$ 1800 daN/mc	peso specifico terreno granulare
	$\phi =$ 30 grad	angolo attrito
	$\delta =$ 0 grad	attrito muro-terreno
	$\beta =$ 0 grad	inclinazione superficie terra-muro
	$i =$ 0 grad	inclinazione terreno a monte

SPINTE ORIZZONTALI

SPINTA PASSIVA SUPERIORE

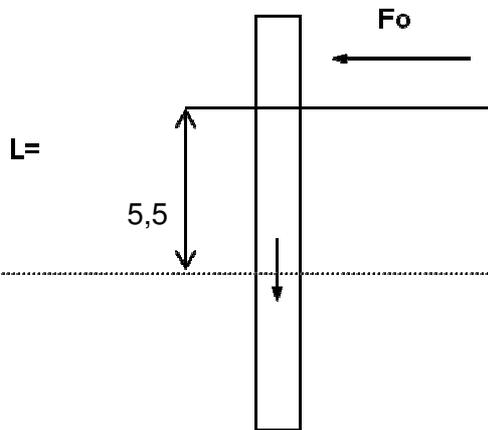
$F_{ps} = 3 \gamma K_p d \cdot L =$

22275 daN

$K_p =$ 3,00

SULLA LARGEZZA DI 25CM

**CALCOLO VALORE DI PROGETTO RESISTENZA
LATERALE DEL PALO**



SVILUPPO SU DIAMETRO DI 25CM

Sup= **39,25** cm
superficie di contatto terreno plinto

$d =$ 0,25 m

$M =$ 2884 daNm

valore caratteristico resistenza laterale del palo

$$H_2 = \frac{1}{2} k_p \gamma d^3 \left(\frac{L}{d} \right)^2 + \frac{M_y}{L} = 20943,11 \text{ daN}$$

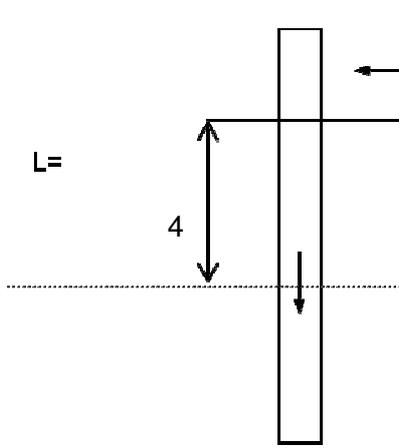
valore DI PROGETTO resistenza
laterale del palo

applicando coefficiente di sicurezza pari a 1,8 (R2)

H2d= 11635 daN

PALO SOGGETTO A SPINTA LATERALE PALO DIAMETRO 139.7

CALCOLO VALORE DI PROGETTO RESISTENZA LATERALE DEL PALO



$L =$ 4 m
 SVILUPPO SU DIAMETRO DI 25CM
 Sup= **0,314** cm
 superficie di contatto terreno plinto
 $d =$ 0,2 m
 $M =$ 2884 daNm

valore caratteristico resistenza laterale del palo

$$H_2 = \frac{1}{2} k_p \gamma d^3 \left(\frac{L}{d} \right)^2 + \frac{M_y}{L}$$
 9361 daN
 valore DI PROGETTO resistenza laterale del palo

applicando coefficiente di sicurezza pari a 1,8 (R2) **H2d= 5201 daN**

La somma del palo da 168.9 e quello secondario da 139

H2td= 11635+ 5201=16836daN

6.11.- VERIFICHE SUI MURETTI DI BASE

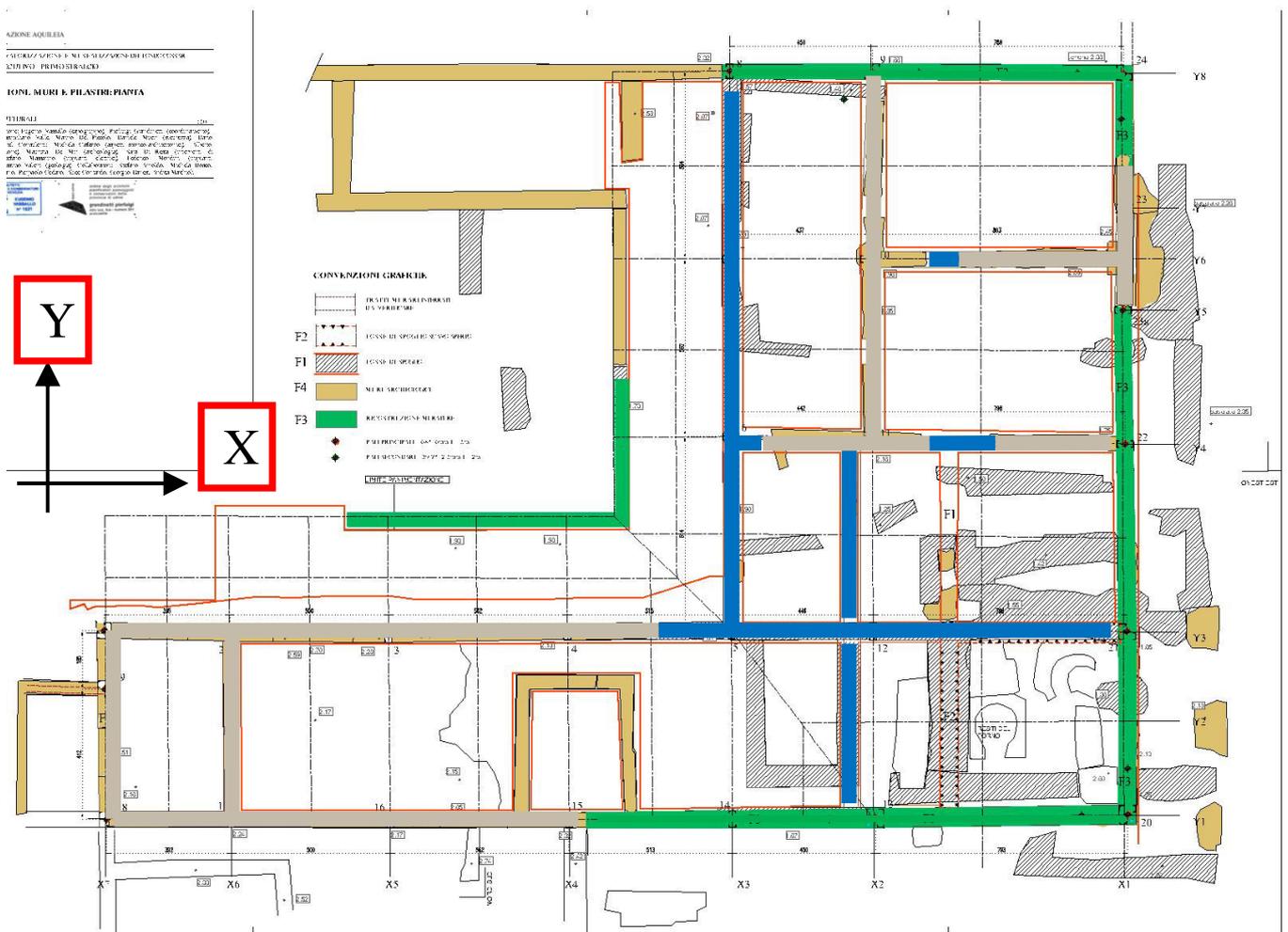
ITERAZIONI CON MURI E TERRE ARMATE DI RIPIEMIMENTO DELLE FOSSE DI SPOLIO

Per i muri di fondazione e il complesso delle strutture di fondazione si sono effettuate vari prove al fine di affinare la modellazione f.e.m..

Il modello delle fondazioni prevede i muri di fondazione nuovi ed esistenti, sacconi di ghiaia con geogriglia, sono stati modellati con elementi beam a formare nell'intorno del pilastro per una larghezza di 100cm il muro di fondazione dove i muri si intersecano sono stati modellati i tratti nelle due direzioni dove è presente muro in una direzione solo il tratto nella direzione relativa. La costante k è stata applicata lateralmente.

Il tratto preso in considerazione di 100cm è giustificato dal fatto che sono previsti dei rinforzi localizzati negli intorni del palo come da particolari. I tratti di muri nella loro direzione longitudinale sono stati vincolati agli spostamenti. I collegamenti tra i tratti sono stati realizzati con un cordolo fittizio senza costanti K applicate.

I muri sono di tre tipi: 1) Nuovi 2) esistenti  3) sacconi di ghiaia con rete



Si considera che in caso di sisma i muri nuovi (e in parte anche quelli esistenti consolidati) e i riempimenti in misto granulare rinforzato siano in grado, in quanto materiale intermedio con comportamento alla Mohr-Coulomb, di trasferire la reazione dal palo di fondazione al terreno circostante formando più o meno larghi cunei di spinta.

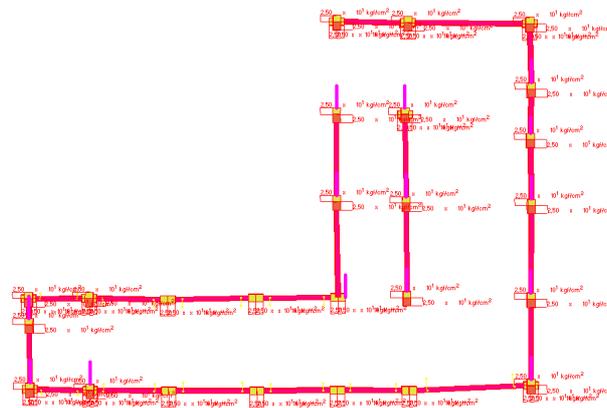
Inoltre si è assunta lateralmente all'elemento beam per i tratti nell'intorno dei pali un coefficiente di reazione a sola compressione di 0.5 (kg/cm).

La muratura nuova ed esistente e i sacconi di ghiaia garantiscono la resistenza e la diffusione della reazione laterale del palo.

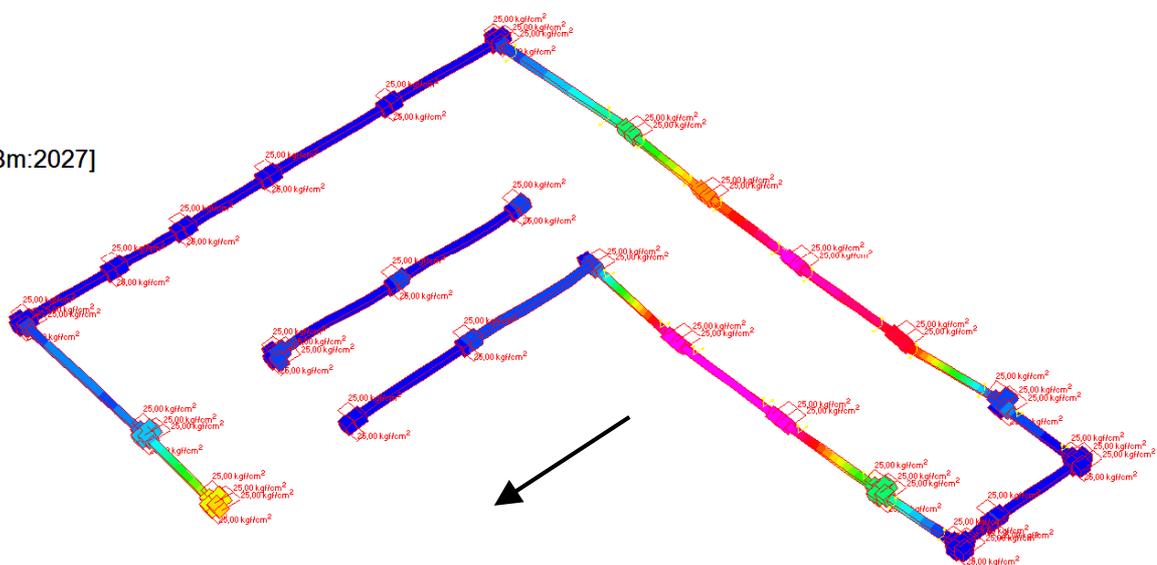
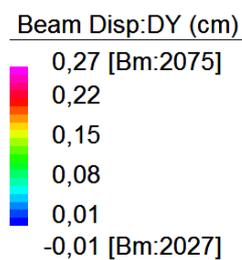
Inoltre i collegamenti sono stati estesi solo dove effettivamente il muro riesce a garantire una collaborazione a trazione quindi nel caso di muro nuovo o materiale costipato armato con geogriglia.

I collegamenti sono stati svincolati alla rotazione alle due estremità, funzionando come delle bielle.

SISMA Y

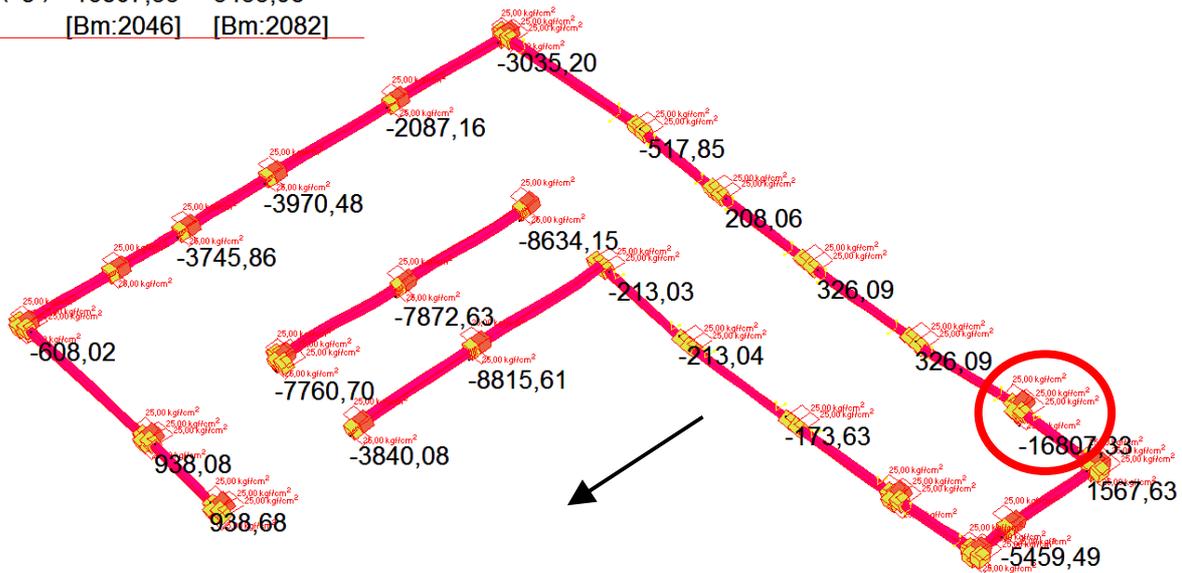


MODELLO IN PIANTA



Spostamenti muri Sisma Y (in rosso si vede dove sono state applicate le K)

	MIN	MAX
Force(kgf)	-16807,33	3433,98
	[Bm:2046]	[Bm:2082]



Compressioni e trazioni Sisma Y

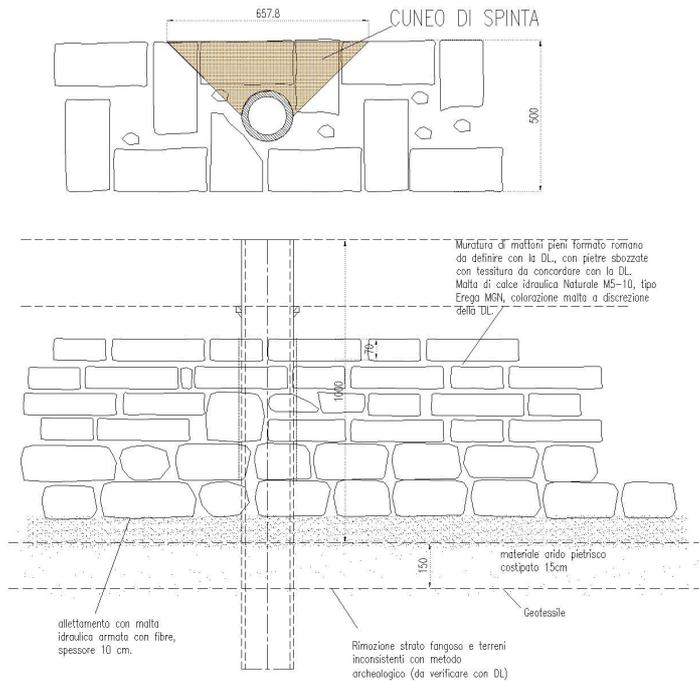
La resistenza offerta dai due pali risulta come riportato precedentemente
 $H_{2td} = 11635 + 5201 = 16836 \text{ daN}$ quindi superiore al valore massimo localizzato

SPINTA PASSIVA OFFERTA DAL MURO

Si riporta la verifica della spinta passiva offerta dal muro nuovo e viene confrontata con l'azione massima tagliante del palo senza considerare l'effetto dei pali.

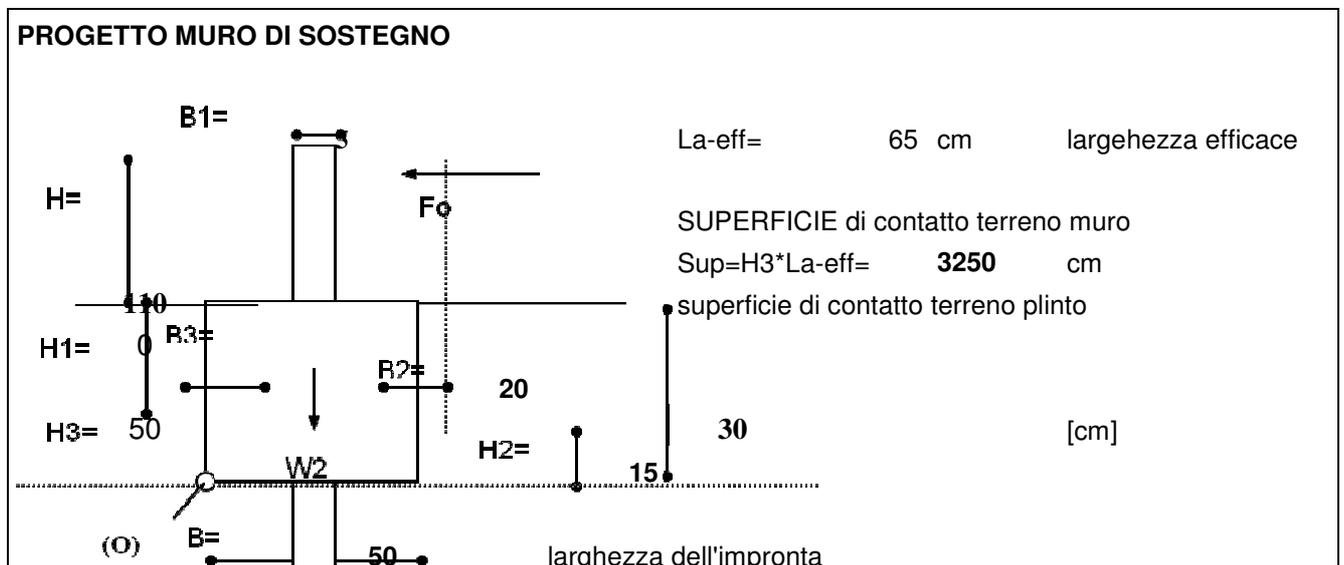
Si considera una profondità del muro di circa 50cm e una larghezza efficace nell'intorno del palo di 65cm per il muro nuovo ed esistente.

Si riporta lo schema del cuneo di spinta che si forma sul muro nuovo o esistente vistolo spessore di 50cm ed il palo centrale.



In corrispondenza del carico di 16807 daN si prevedono due pali il primario di 169mm il secondario del diametro di 139mm

SPINTE SU TERRENO			
☐	$\gamma_t =$	1800 daN/mc	peso specifico terreno granulare
	$\phi =$	30 grad	angolo attrito
	$\delta =$	0 grad	attrito muro-terreno
	$\beta =$	0 grad	inclinazione superficie terra-muro
	$i =$	0 grad	inclinazione terreno a monte
☐			
SPINTE ORIZZONTALI			
SPINTA PASSIVA SUPERIORE		$K_p =$	3,00
$F_{ps} = \frac{1}{2} \gamma K_p H^2 \cdot S_v =$		21938 daN	SULLA LARGEZZA EFFICACE La_{eff}

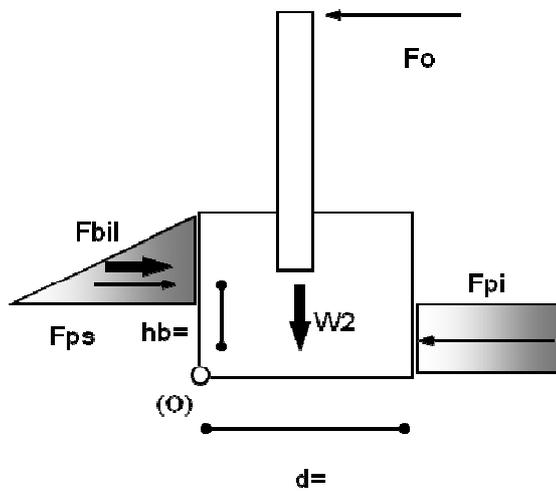


le azioni sollecitanti date dalla spinta sul parapetto risultano di:

$F_{bil} = F_{ps}$

16807 daN

forza **RISULTANTE** da bilanciare per la spinta



$F_{ps} =$
 F_{ps}/F_{bil}

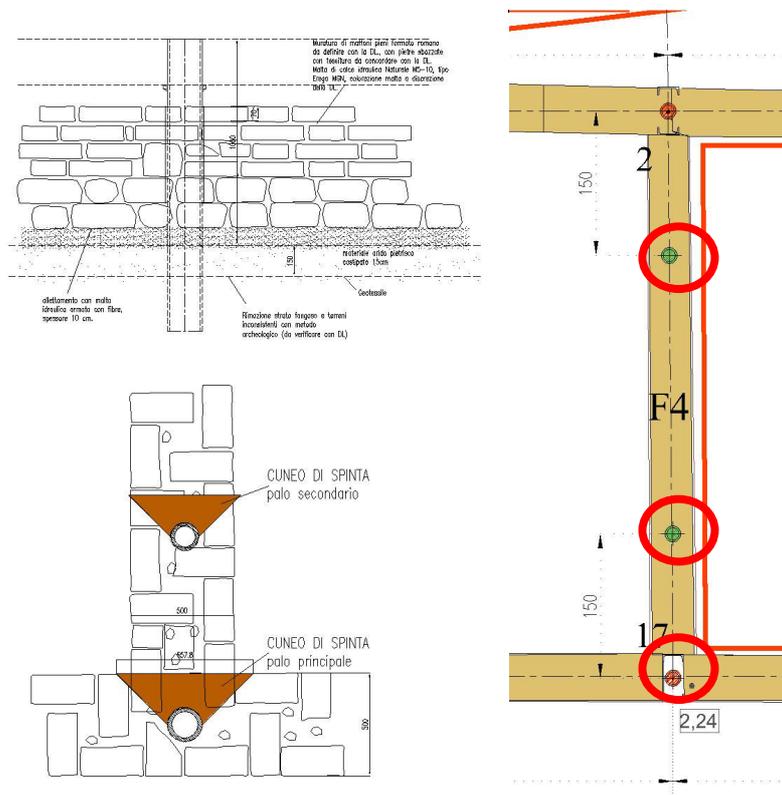
21938 daN
1,31 > 1

OK VERIFICATO

La pressione individuabile risulta di $21938/65/50 = 6.75$ daN/cm^q

COMPRESSIONI SUI MURI SISMA Y

Si riporta lo schema del cuneo di spinta che si forma sul muro nuovo o esistente vistolo spessore di 50cm ed il palo centrale.

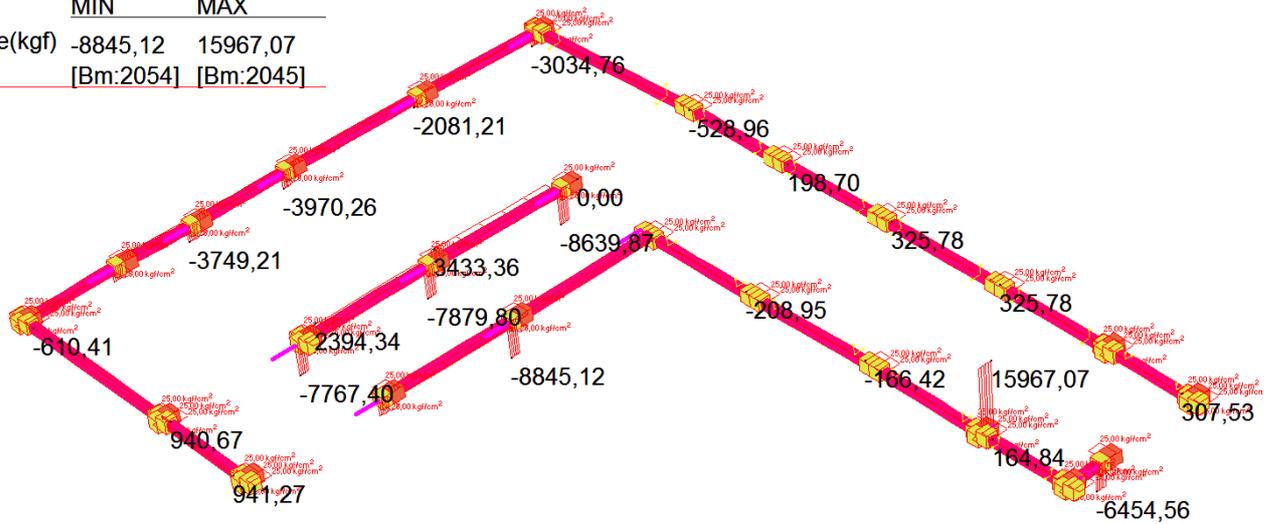


Per la parte di muri esistenti

Le azioni di compressione dei pali f 16.8cm sulle murature alte 50cm risultano di $16807/16.8/50=20$ daN/cm² considerando che in corrispondenza delle sollecitazioni maggiori si assumono due pali aggiuntivo di 139.7mm si ottiene una pressioni di compressione massime di $16807/(16.8+2*13.9)/50=7.53$ daN/cm² sul muro esistente.

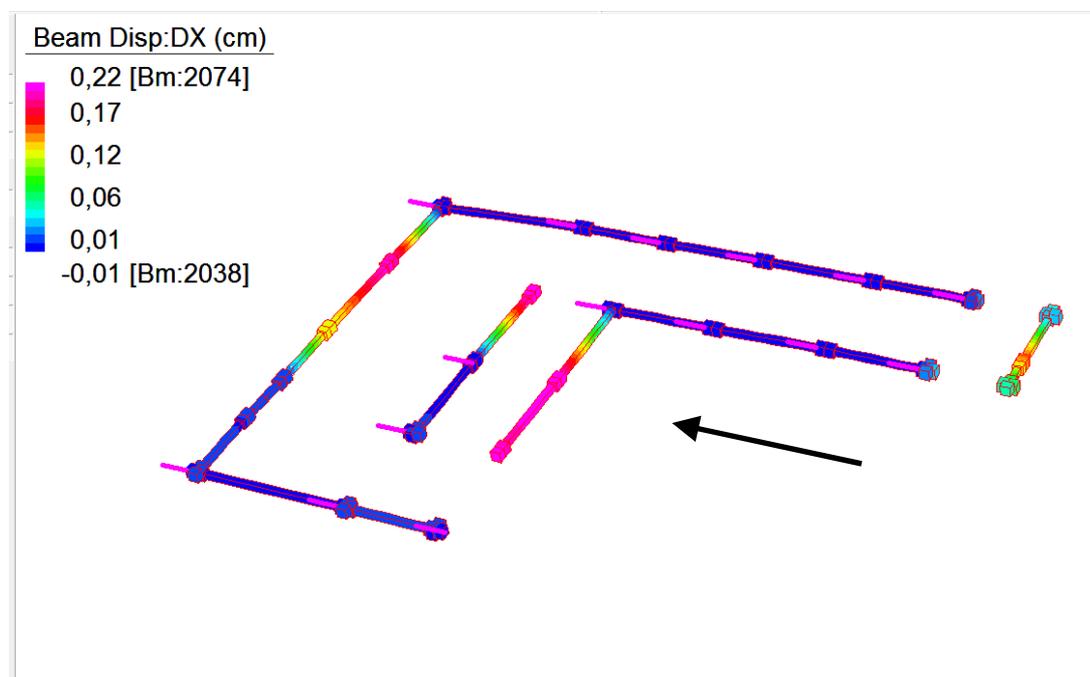
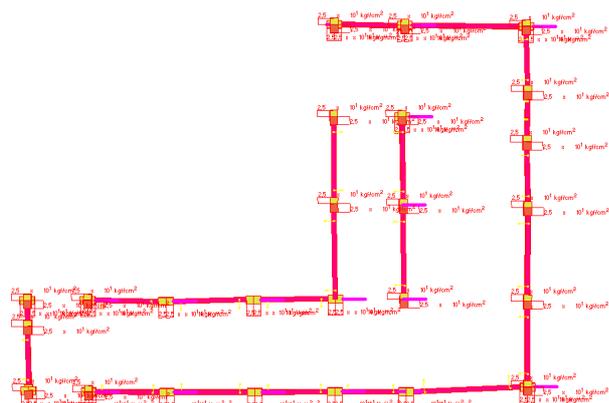
SISMA -Y

	MIN	MAX
Force(kgf)	-8845,12	15967,07
	[Bm:2054]	[Bm:2045]



Sostanzialmente non ci sono variazioni significative rispetto alla condizione in Y (la condizione precedente risulta più gravosa)

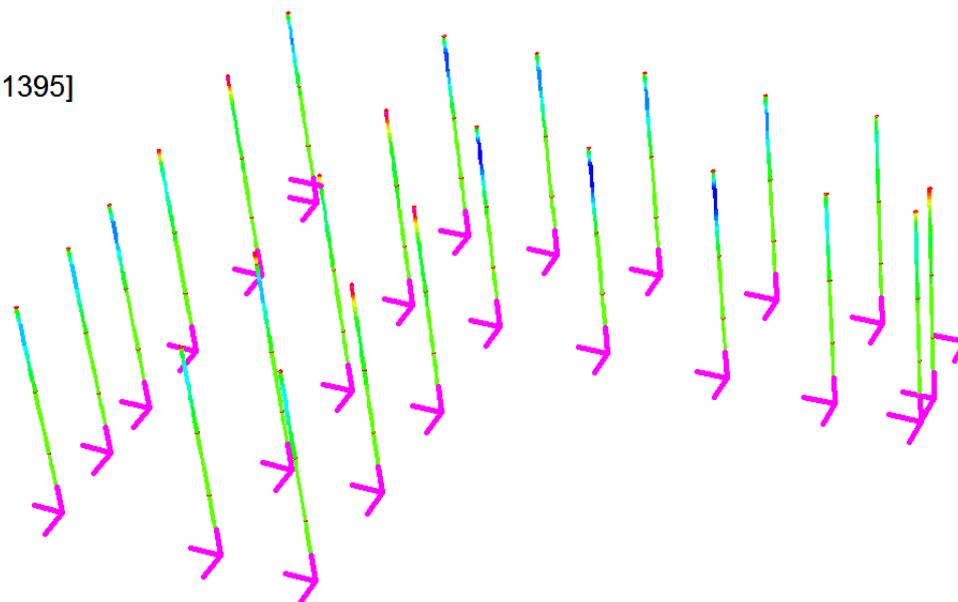
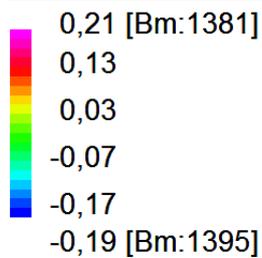
SISMA X



Spostamenti muri Sisma X (in rosso si vede dove sono state applicate le K)

Spostamenti massimi delle murature di base risultano di 0.22 con pressioni relative di $0.22 \cdot 0.5 = 0.11 \text{ daN/cm}^2$

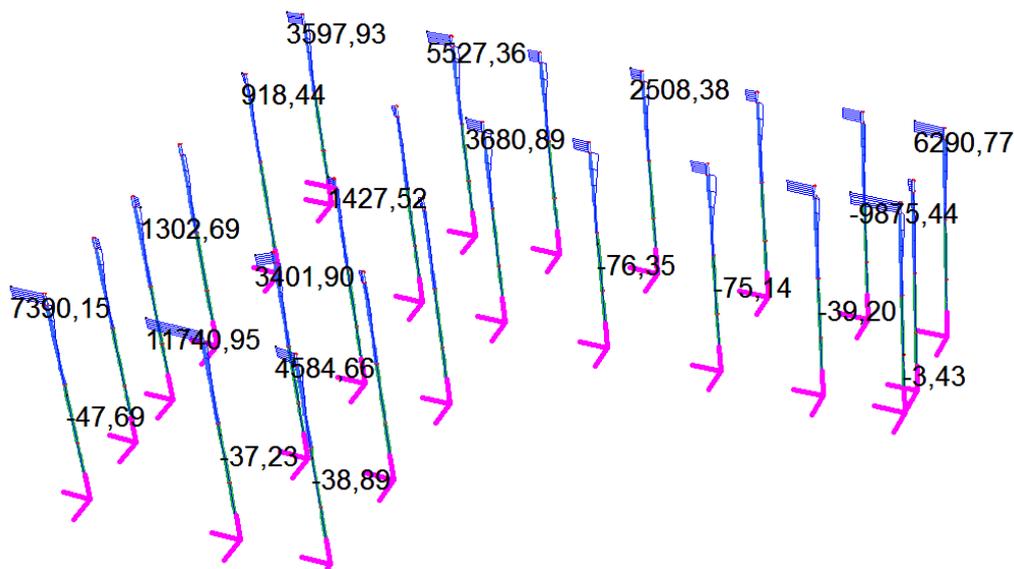
Beam Disp:DX (cm)



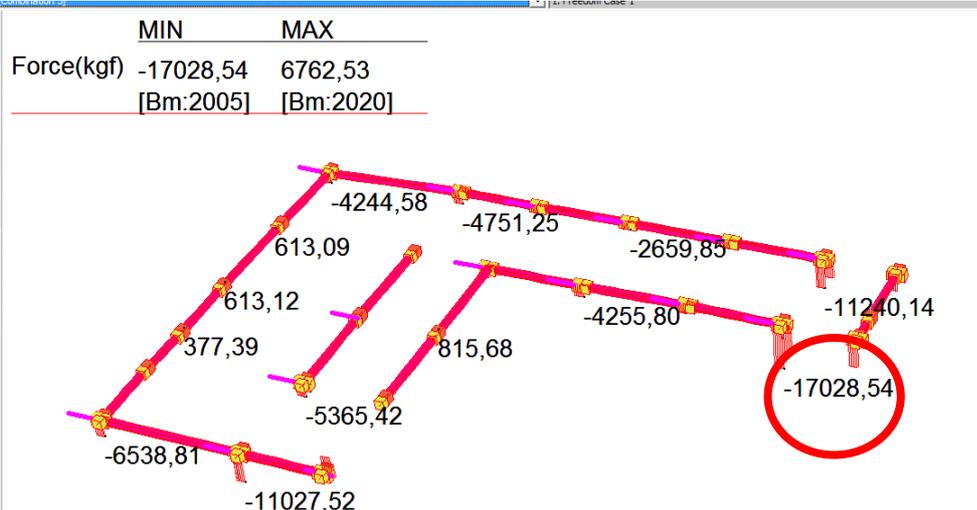
Spostamenti pali Sisma X (non sono visualizzate graficamente in questo caso le K applicate)

Spostamenti massimi dei pilastri di 0.21 con pressioni relative di $0.21 \cdot 1 = 0.21 \text{ daN/cm}^2$

	MIN	MAX
SF1(kgf)	-9875,44	11740,95
	[Bm:1359]	[Bm:1348]



Taglio sui pali Sisma X



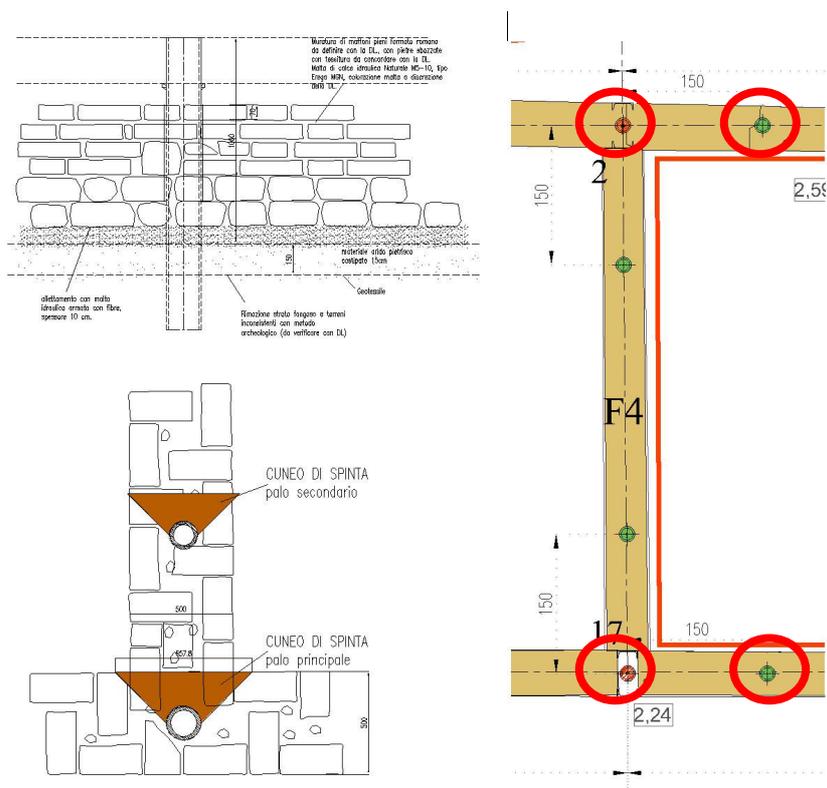
Compressioni e trazioni Sisma X

Considerando il contributo di due pali secondari si ottiene che

$H2td = 11635 + 5201 * 2 = 22037$ daN quindi superiore al valore massimo localizzato

COMPRESSIONI SUI MURI SISMA X

Si riporta lo schema del cuneo di spinta che si forma sul muro nuovo o esistente vistolo spessore di 50cm ed il palo centrale.

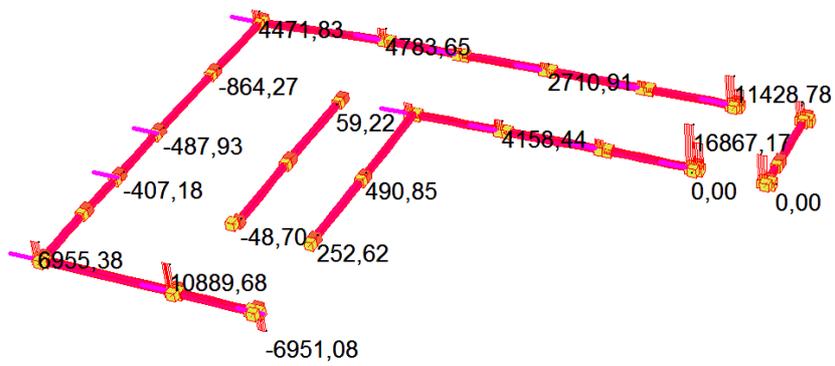


Per la parte di muri esistenti

Le azioni di compressione dei pali f 16.8cm sulle murature alte 50cm risultano di $17028 / 16.8 / 50 = 20.27$ daN/cm² considerando che in corrispondenza delle sollecitazioni maggiori si assumono due pali aggiuntivo di 139.7mm si ottiene una pressioni di compressione massime di $16807 / (16.8 + 2 * 13.9) / 50 = 7.63$ daN/cm² sul muro esistente.

SISMA -X

	MIN	MAX
Force(kgf)	-6951,08	16867,17
	[Bm:2020]	[Bm:2005]



Sostanzialmente non ci sono variazioni significative rispetto alla condizione in X (la condizione precedente risulta più gravosa)

7. CONCLUSIONI ANALISI SISMICHE

Le sollecitazioni sui pali delle altre modellazioni sono inferiori rispetto all'S1 in quanto l'effetto dei controventi e le condizioni di S1 comportano concentrazioni di sforzo più elevate. Pertanto le verifiche effettuate sono cautelative.

Si rileva che i calastrelli di accoppiamento intermedio tra i due profili costituenti i pilastri, dai calcoli specifici eseguiti anche su modelli locali con elementi brick (S5), non sembrano essenziali ai fini della resistenza e della stabilità dei pilastri, si rimanda all'ottenimento dei risultati delle prove in sito la verifica dell'opportunità di inserirli.

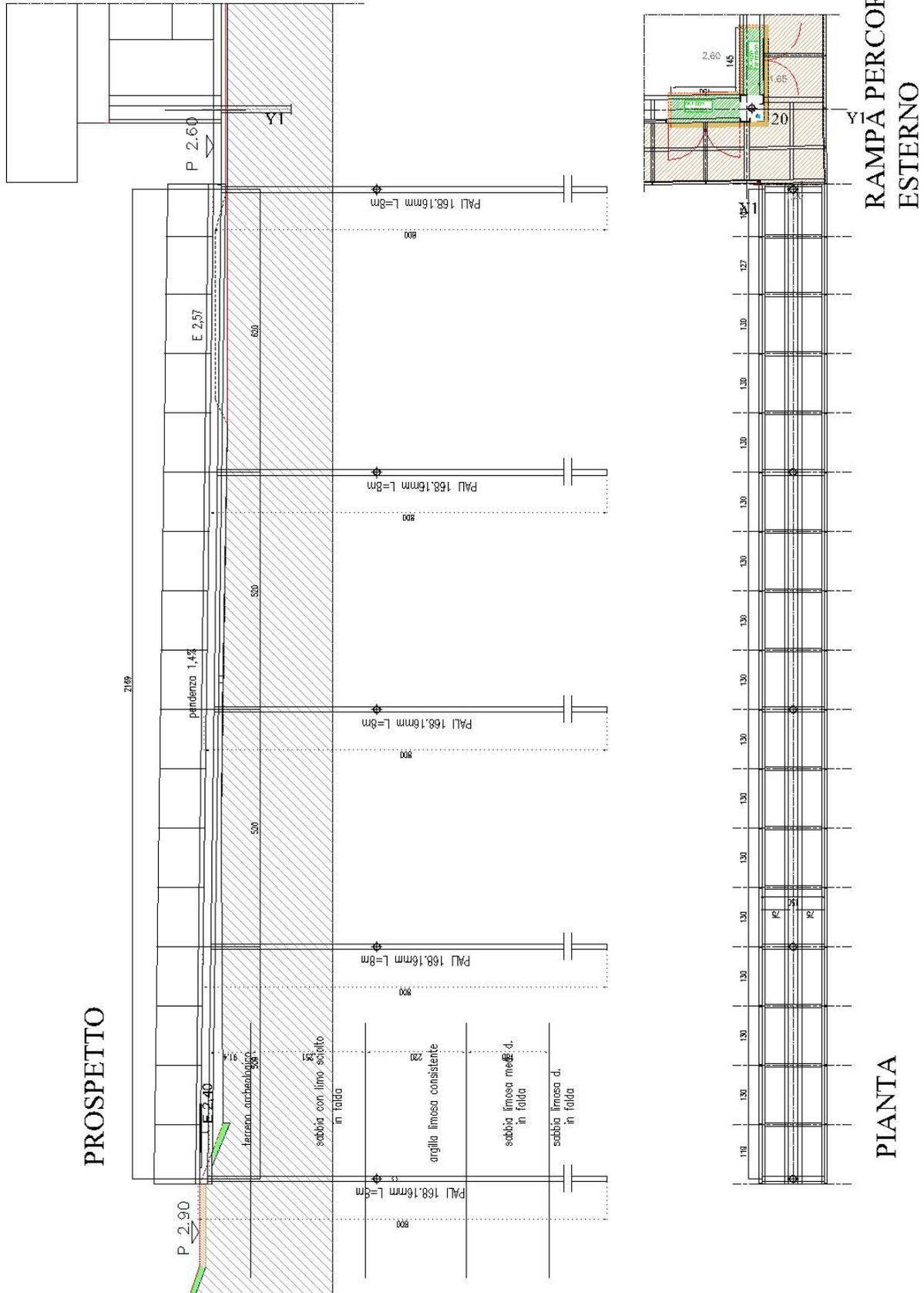
I sistemi di controventamento di parete tra i pilastri riducono la deformabilità globale in caso di sisma del 25% circa. Anche questo sistema potrebbe essere ricalibrato sulla base delle prove. L'inserimento dei controventi di parete comportano qualche concentrazione di sollecitazione su alcuni pali, che hanno richiesto alcuni pali integrativi da calibrare sulla base delle prove preliminari. In altri modelli di calcolo (S1, S2) sono stati considerati gli effetti della presenza dei muretti esistenti e dei muretti nuovi nonché l'interazione con il materiale costipato di riempimento delle fosse di spolio. In tali modelli si è verificato che tale interazione è compatibile con i suddetti materiali e comporta una riduzione della deformabilità laterale dei pali e in definitiva della struttura in caso di sisma, dell'ordine del 35%.

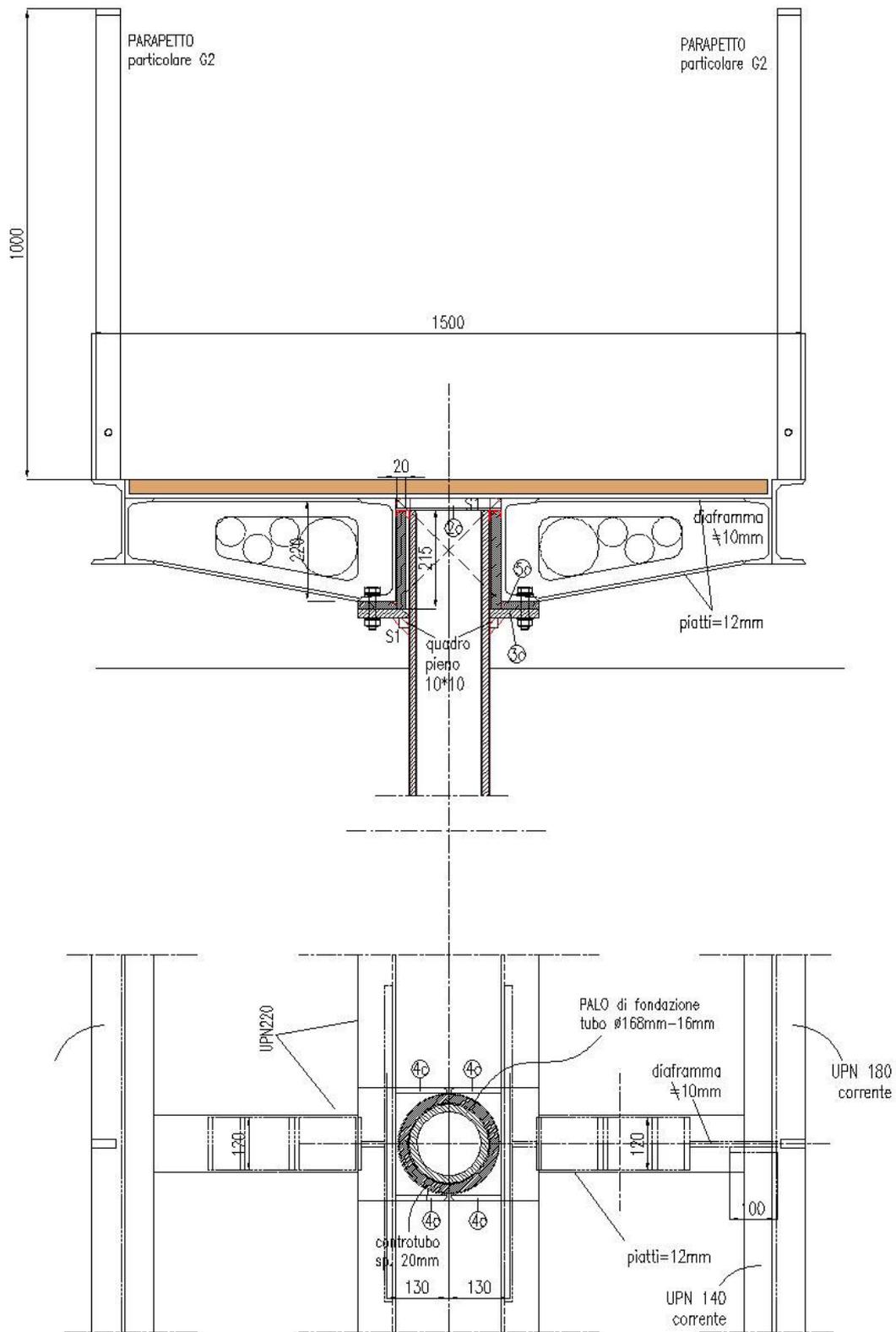
E' stato anche considerato l'effetto della continuità flessionale tra gli elementi in legno (modello S0) delle catene in legno-acciaio e i pilastri in acciaio. Anche tale effetto è compatibile dal punto di vista tensionale con le sezioni e i materiali e comporta un leggero effetto positivo sulla deformabilità globale, che risulterebbe ridotta.

Tutti queste configurazioni di progetto sono state analizzate e verificate. Sulla base delle risposte delle prove di carico preliminari si potrà confrontare e controllare i comportamenti reali e calibrare opportunamente gli elementi e le soluzioni migliorative sopra descritte.

8. RAMPA PERCORSO ESTERNO

Nel seguito si riportano i calcoli semplificati della rampa del percorso esterno che collega la struttura principale, risulta indipendente da altre strutture.





Passerella camminamento

CALCOLO MANUALE DELLE AZIONI SISMICHE

CALCOLO AZIONI SISMICHE PROGETTO Riferita al nuovo DM 14-01-2008

PESO SISMICO DEL livello 1						
QUOTA (m) su p.c. 0,50						
PILASTRI livello 1						
parete N.	L	h	s	gm	ϕ	Gm
	m	m	m	daN/mc	rid.apert	daN
Y1	1,0	0,40	0,02	7850	5,0	251
TOTALE						251 daN
SOLAIO DEL livello 1 SLU						
solaio	L	D	g	$\psi/2i$	q	G+sQ
	m	m	daN/mq		daN/mq	daN
1	21,7	1,4	65	0,60	300	7443
TOTALE						7443,1 daN
TOTALE livello 1						7694,3 daN
Wtot=						7694,3 daN

forze sismiche unitarie
da applicare al
modello

FORZA SISMICA UNITARIA	118,3	118,3
FORZA SISMICA UNITARIA	115,4	3506,0
Forza sismica TOT.		3624

ACCELERAZIONE ORIZZONTALE MAX Riferita al nuovo DM 14-01-2008

Vn=	50 anni
Cu=	1,5
Vr=Vn*Cu	75 anni
Pvr=	10%
Fv=1,35*F0*(ag/g)^2	0,052
Tr=Vr/lg(1-Pvr)	712 anni
ag=	0,122 g
Ss=	1,50
St=	1,00
S=Ss*St	1,5
ζ =	5
μ =	1,000 regolare
Cc=	1,457
T*c=	0,27
Tc=Cc*T*c	0,371
Fo=	2,574
qo=	2*au/a1

au/a1=	1
Se(T)=	0,471
q0=	1,000
1/q=	1,000
Sd(T) CALCOLO=	0,471

In via cautelativa si è considerato lo spettro di risposta sul tratto orizzontale.

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

Parametri indipendenti	
STATO LIMITE	SLV
a _s	0,122 g
F _o	2,574
T _r	0,371 s
S _s	1,500
C _c	1,457
S _T	1,000
q	1,000

Parametri dipendenti	
S	1,500
η	1,000
T _a	0,180 s
T _c	0,540 s
T _D	2,088 s

Punti dello spettro di risposta

T [s]	Se [g]
0,000	0,183
0,180	0,471
0,540	0,471
0,614	0,414
0,688	0,370
0,761	0,334
0,835	0,305
0,909	0,280
0,982	0,259
1,056	0,241
1,130	0,225
1,203	0,211
1,277	0,199
1,351	0,188
1,424	0,178
1,498	0,170

La passerella è sopraelevata rispetto al terreno da un minimo di 30cm ad un massimo di 48cm sul piano di calpestio. I pali a sostegno della passerella sono in numero di 5 e sono previsti profondi 8m.

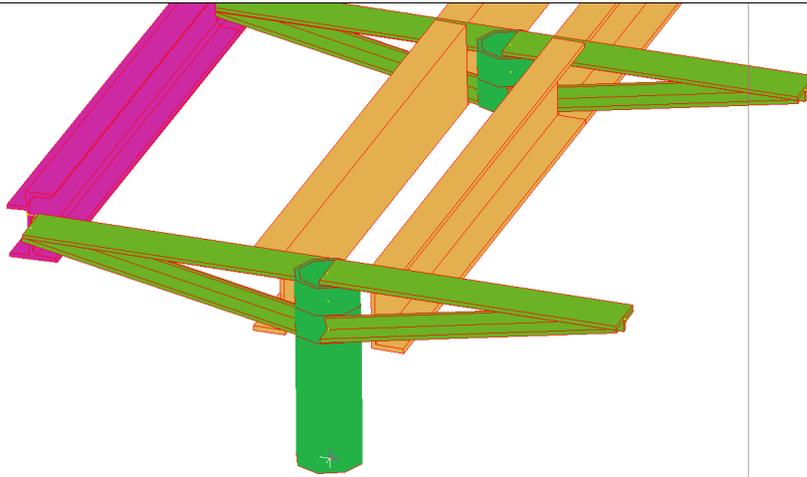
L'azione sismica sul singolo palo maggiormente caricato risulta di $3624/4=906$ daN.

Considerando solo i primi 2 diametri sottoterra $L= 25*2=50$ cm

SPINTA PASSIVA SUPERIORE	Kp=	3,00
Fps= 3 γ Kp d*L=	2025 daN	SULLA LARGEZZA DI 25CM
Fpd=Fps/1.8=	1125 daN	➤ 906 ok verificato
valore DI PROGETTO resistenza laterale del palo		

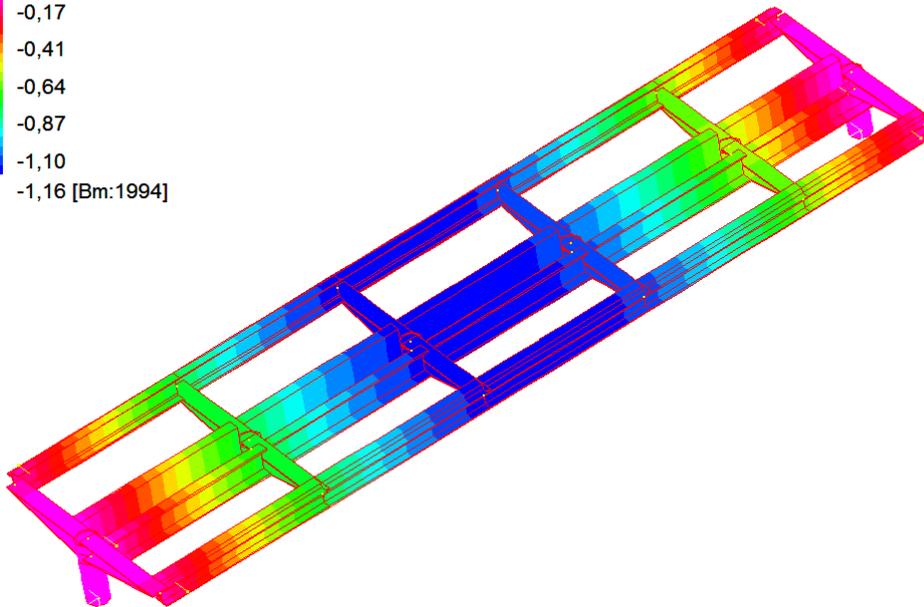
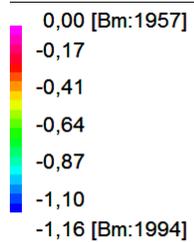
Verifica PARAPETTO G2

F=	300 daN/m	
g=	1,5	
h=	100 cm	
i=	1,3 m	
	17*50 C60	
$M_s = F \cdot i \cdot h \cdot g$	58500 daNcm	
Wpl=	10,6 cm ³	
f _{yk} =	5900	
γ_{M2} =	1,05	
$M_{rd} = W_{pl} \cdot f_{yk} / \gamma_{M2}$	59702,4 daNcm	
M _s /M _{rd}	0,98 <1	OK verificato



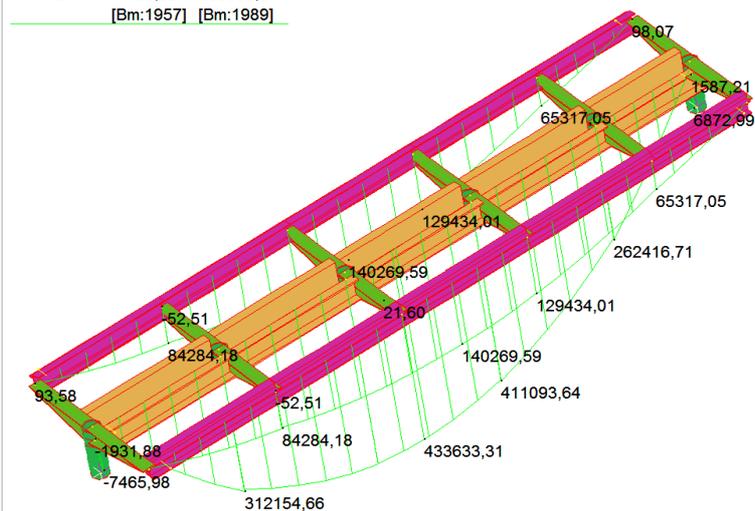
CARICHI ACCIDENTALI SIMMETRICI

Beam Disp:DZ (cm)



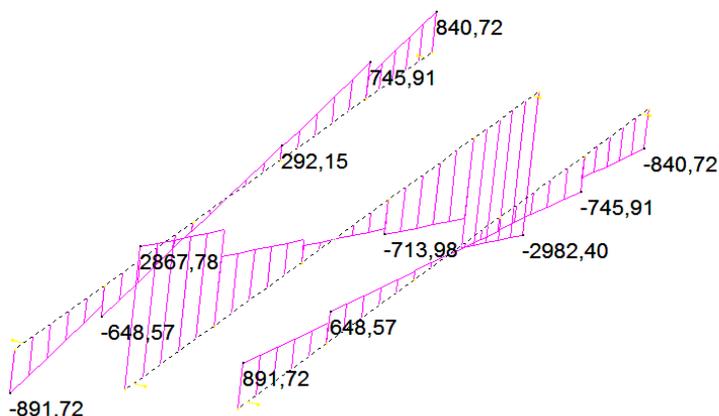
Deformazioni su campata da 6.2m SLE (accidentali simmetrici 500daN/mq)

	MIN	MAX
BM2(kgf.cm)	-7465,98	433633,31
	[Bm:1957]	[Bm:1989]



Momenti SLU

	MIN	MAX
SF2(kgf)	-2982,40	2867,78
	[Bm:43]	[Bm:39]



Tagli SLU

NODO PASSERELLA RAMPA ESTERNA SU UPN220

VERIFICA A TAGLIO DEL BULLONE M 16 cl.8,8

$FV/2=$	3000 daN	Taglio agente sul nodo
$n^{\circ}=$	4	numero bulloni
$Fv,Ed=FV/n^{\circ}$	750,0 daN	Taglio agente sul singolo bullone
$Ares=$	1,57 cmq	Area resistente bullone
$\gamma M2=$	1,25	Coefficiente di sicurezza unioni
$ftb=$	8000 daN/cm ²	per bulloni di classe 8.8
$Fv,Rd=0,6*ftb*Ares/\gamma M2=$	6028,8	Taglio resistente
$Ft/Fv,Rd=$	0,12 <1	OK verificato

VERIFICA A RIFOLLAMENTO DEI FORI DEL PIATTO t=9mm

UPN220

$Fx=$	3000,00 daN	Azione di taglio
-------	--------------------	------------------

$n^\circ=$	4,00	numero bulloni
$F_t=F_x/n^\circ$	750,00 daN	Taglio sul bullone
$d=$	1,60 cm	diametro
$t=$	0,90 cm	spessore
$A=t*d$	1,44 cmq	
$e_1=$	3,00 cm	
$d_0=$	1,60 cm	
$f_{tb}=$	8000 daN/cm ²	cl. 8,8
$f_{tk}=$	4300 daN/cm ²	S275
$e_2=$	3,00 cm	
$a=\min(e_1/(3d_0);(f_{tb}/f_{tk};1)$	0,63	
$k=\min(2,8e_2/d_0)-1,7;2,5)$	2,50	
$\gamma_{M2}=$	1,25	
$F_b,R_d==k*a*f_{tk}*d*t/\gamma_{M2}=$	7740 daN/cm ²	
$F_t/F_b,R_d=$	0,10 <1	OK verificato

NODO PASSERELLA RAMPA ESTERNA SU UPN180+140

VERIFICA A TAGLIO DEL BULLONE M 16 cl.8,8

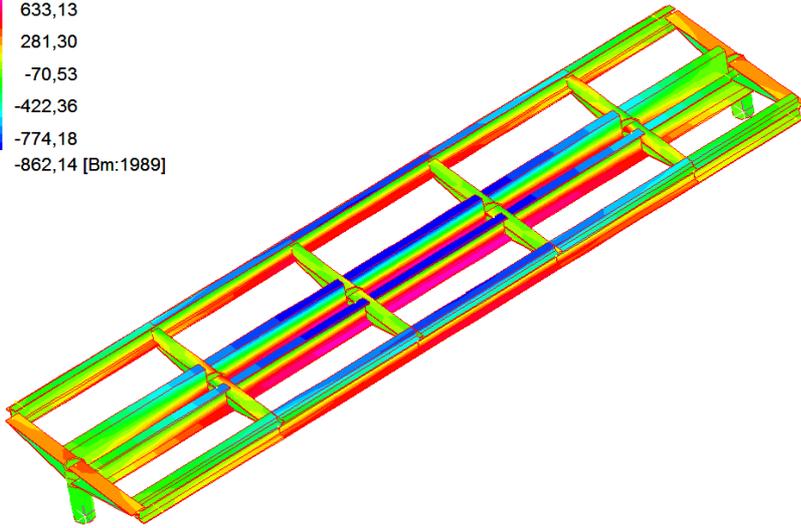
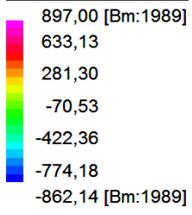
$FV/2=$	900 daN	Taglio agente sul nodo
$n^\circ=$	4	numero bulloni
$F_v,Ed=FV/n^\circ$	225,0 daN	Taglio agente sul singolo bullone
$A_{res}=$	1,57 cm ²	Area resistente bullone
$\gamma_{M2}=$	1,25	Coefficiente di sicurezza unioni
$f_{tb}=$	8000 daN/cm ²	per bulloni di classe 8.8
$F_v,R_d=0,6*f_{tb}*A_{res}/\gamma_{M2}=$	6028,8	Taglio resistente
$F_t/F_v,R_d=$	0,04 <1	OK verificato

VERIFICA A RIFOLLAMENTO DEI FORI DEL PIATTO $t=8mm$

UPN180

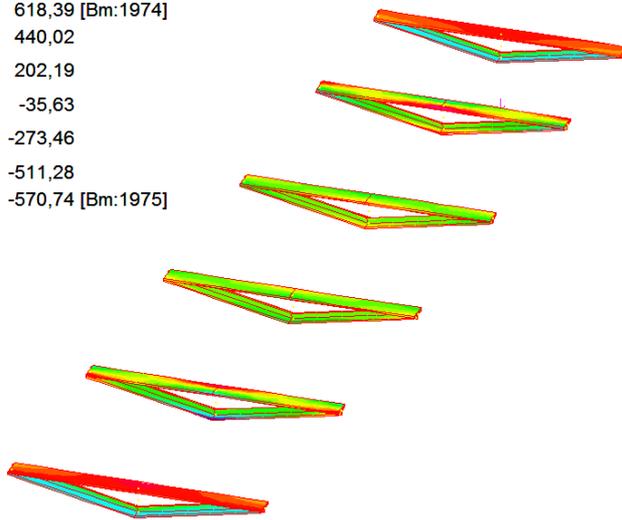
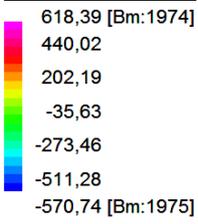
$F_x=$	900,00 daN	Azione di taglio
$n^\circ=$	4,00	numero bulloni
$F_t=F_x/n^\circ$	225,00 daN	Taglio sul bullone
$d=$	1,60 cm	diametro
$t=$	0,80 cm	spessore
$A=t*d$	1,28 cm ²	
$e_1=$	3,00 cm	
$d_0=$	1,60 cm	
$f_{tb}=$	8000 daN/cm ²	cl. 8,8
$f_{tk}=$	4300 daN/cm ²	S275
$e_2=$	3,00 cm	
$a=\min(e_1/(3d_0);(f_{tb}/f_{tk};1)$	0,63	
$k=\min(2,8e_2/d_0)-1,7;2,5)$	2,50	
$\gamma_{M2}=$	1,25	
$F_b,R_d==k*a*f_{tk}*d*t/\gamma_{M2}=$	6880 daN/cm ²	
$F_t/F_b,R_d=$	0,03 <1	OK verificato

Fibre Stress (kg/cm²)



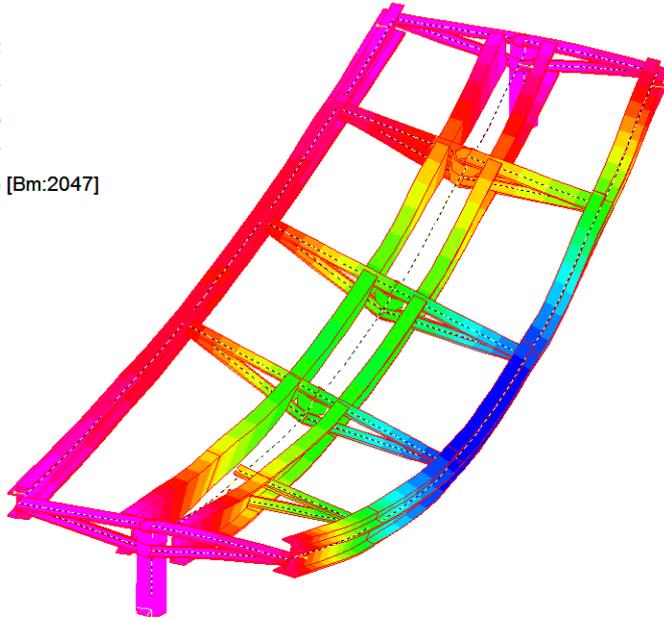
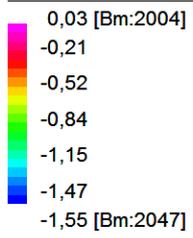
Stress SLU

Fibre Stress (kg/cm²)



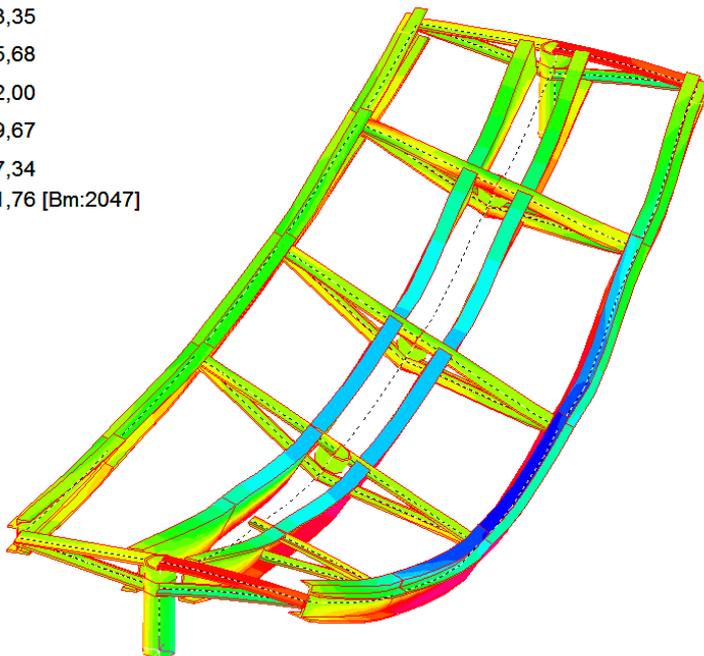
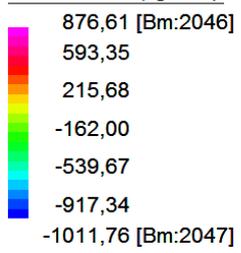
CARICHI ACCIDENTALI SIMMETRICI

Beam Disp:DZ (cm)



Stress SLE (CARICO ASIMMETRICO)

Fibre Stress (kg/cm²)



Stress SLU (CARICO ASIMMETRICO)

LINEAR BUCKLING SOLVER – carico asimmetrico

SOLVER UNITS:

Length: cm

Mass : kg

Force : kgf

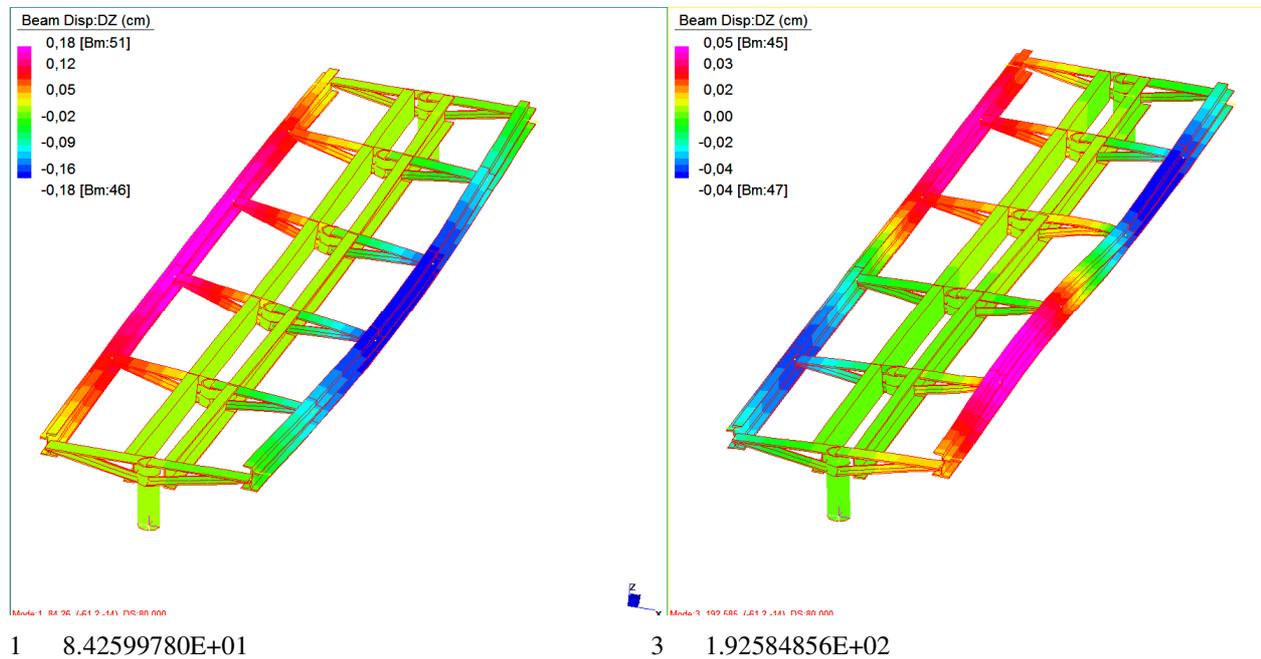
Stress: kg/cm²

FINAL BUCKLING RESULTS

CALCULATED BUCKLING LOAD FACTORS

- 1 8.42599780E+01
- 2 -1.37003990E+02
- 3 1.92584856E+02
- 4 -2.08787642E+02
- 5 2.12670047E+02
- 6 -2.30901985E+02
- 7 2.44437272E+02
- 8 -2.86221099E+02
- 9 3.73849446E+02
- 10 3.83575999E+02

carichi asimmetrici



RIFERIMENTI NORMATIVI E BIBLIOGRAFICI

Nella progettazione delle strutture dell'edificio in oggetto si seguiranno le disposizioni contenute nei seguenti provvedimenti legislativi:

/1/ LEGGE n. 1086 del 5/11/1971 che disciplina l'esecuzione delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica.

/2/ LEGGE n.64 del 2/02/1974 concernente provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche.

/3/ D.M. 14 gennaio 2008 - Norme tecniche per le costruzioni sul Supplemento Ordinario della G.U. n. 29 del 4.02.2008

/4/ EUROCODICE No 2 design of concrete structures

/5/ EUROCODICE No 3 design of steel structures

/6/ D.M. LL. PP. 11 Marzo 1988: "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione" e relative istruzioni: Circolare Ministeriale del 24.07.1988, n. 30483/STC.

/7/ R. Lancellotta, J. Calavera, Fondazioni, McGraw-Hill, 1999.

/8/ J.E. Bowles, Fondazioni – Progetto e Analisi McGraw-Hill, 1991.

PIANO DI MANUTENZIONE DELLE STRUTTURE

(ai sensi del punto 10.1 d.m. 14-10-2008)

PREMESSA

Il presente piano di manutenzione dell'opera, redatto ai sensi del punto 10.1 d.m. 14-10-2008, è il documento complementare al progetto esecutivo strutturale per INTERVENTI DI VALORIZZAZIONE E MUSEALIZZAZIONE DEL FONDO COSSAR AD AQUILEIA - PRIMO STRALCIO.

Esso ha la finalità di prevedere, pianificare e programmare l'attività di manutenzione dell'intervento al fine di mantenere nel tempo la funzionalità, le caratteristiche di qualità, l'efficienza ed il valore economico delle opere oggetto dell'intervento.

Il piano di manutenzione è composto dai seguenti documenti operativi:

- 1 - manuale d'uso
- 2 - manuale di manutenzione
- 3 - programma di manutenzione.

Il presente piano **deve essere aggiornato** al termine dei lavori a cura della direzione lavori con le specifiche dei materiali ed accessori realmente utilizzati, ed integrato con disegni "come costruito".

1. GENERALITÀ

1.1 Inquadramento dell'intervento

Il presente piano di manutenzione fa parte del progetto esecutivo per INTERVENTI DI VALORIZZAZIONE E MUSEALIZZAZIONE DEL FONDO COSSAR AD AQUILEIA - PRIMO STRALCIO.

1.2 Caratteristiche dell'intervento

Dal punto di vista strutturale gli interventi previsti per i fabbricati saranno i seguenti:

1. consolidamento murature
2. nuove murature;
3. realizzazione di pali di fondazione;
4. realizzazione strutture verticali metalliche;
5. realizzazione passerelle metalliche
6. realizzazione coperture in acciaio e legno

1.3 Documenti di riferimento

Sono da considerarsi complementari ed integranti il presente piano di manutenzione delle strutture i seguenti elaborati:

- Fascicolo adattato dell'opera: contiene informazioni relativamente agli aspetti connessi con la sicurezza:

0 • pericoli che possono presentarsi nel corso di lavori di manutenzione;

1 • dispositivi e/o provvedimenti programmati per prevenire tali rischi;

2 • equipaggiamenti in dotazione dell'opera (riepilogo della documentazione tecnica ed istruzioni per interventi di urgenza).

3

- Relazioni di collaudo e dichiarazioni di corretta e conforme installazione delle diverse unità tecnologiche.

E' compito della direzione lavori l'acquisizione delle relazioni di collaudo, delle specifiche istruzioni di montaggio e delle dichiarazioni di conformità finalizzata alla verifica ed all'aggiornamento dei dati contenuti nel presente piano di manutenzione.

2. MANUALE D'USO

Il manuale d'uso si riferisce all'uso delle parti più importanti del bene; questo contiene l'insieme delle informazioni atte a permettere all'utente di conoscere le modalità di fruizione del bene, nonché tutti gli elementi necessari per limitare quanto più possibile i danni derivanti da un'utilizzazione impropria.

2.1 Opere principali

Le opere principali prevedono:

1. consolidamento murature

2. nuove murature;

3. realizzazione di pali di fondazione;

4. realizzazione strutture verticali metalliche;

5. realizzazione passerelle metalliche

6. realizzazione coperture in acciaio e legno

Avvertenze d'uso

1 • La funzionalità delle strutture è garantita dal mantenimento delle stesse in perfetto stato di integrità;

2 • in caso di interventi di modifica o manutenzione delle sovrastrutture occorre accertarsi che ne siano mantenute le caratteristiche strutturali e dimensionali.

Le caratteristiche dimensionali delle opere e la loro ubicazione sono illustrate nelle allegate tavole progettuali.

3. MANUALE DI MANUTENZIONE

Si riferisce alla manutenzione delle parti strutturali.

Esso fornisce, in relazione alle caratteristiche dei materiali o dei componenti interessati, le indicazioni necessarie per la corretta manutenzione.

Il manuale di manutenzione contiene le seguenti informazioni:

- 1 - descrizione delle risorse necessarie per l'intervento manutentivo;
- 2 - il livello minimo delle prestazioni;
- 3 - le anomalie riscontrabili ed il tipo di controlli da effettuare;
- 4 - la descrizione delle manutenzioni necessarie.

Si considera un approccio manutentivo di tipo ibrido:

- 1 • di “vita sicura”: prevede il mantenimento delle condizioni generali di integrità strutturale per tutta la vita dell'opera, con eventuali attività manutentive di tipo preventivo;
- 2 • a “guasto”: l'intervento è conseguente alla perdita di funzionalità del componente in esame, dovuta a danneggiamenti puntuali o rotture (eventi accidentali).

In particolare, per le opere complementari, è utilizzato il criterio di intervento “a guasto”, che consiste nella sostituzione degli elementi danneggiati.

Gli interventi di manutenzione vengono decisi in base al raffronto fra le prestazioni offerte dall'elemento in questione, così come sono accertate e rilevate in fase di ispezione, e i livelli minimi di prestazione richiesti per il corretto e funzionale esercizio, tenendo conto della velocità dell'evoluzione del degrado, per ottenere il massimo dell'economia di gestione. Ciò si esplica attraverso le seguenti attività:

- 1 - rilevamento dello stato di conservazione (ispezione);
- 2 - interpretazione dell'evoluzione del degrado rispetto a controlli precedenti (rielaborazione in base ai dati storici);
- 3 - valutazione del livello di degrado raggiunto e del degrado “atteso” ed individuazione delle relative necessità di intervento;
- 4 - programmazione degli interventi di manutenzione.

Nei paragrafi successivi sono descritte per le attività manutentive più ricorrenti le indicazioni tecniche principali.

3.1 Opere strutturali

3.1.1 Fondazioni

CONTROLLI

La realizzazione di fondazioni continue superficiali a travi rovesce gettate su un magrone dello spessore di 10cm entro uno scavo a sezione ristretta non presenta particolari problemi dal punto di vista manutentivo.

L'ispezione del manufatto deve individuare:

- 1 - il controllo dello stato delle armature identificando eventuali fenomeni di corrosione;
- 2 - il controllo dell'integrità del calcestruzzo;
- 3 - individuazioni di eventuali fessurazioni o cedimenti che possano rappresentare pericoli per la sicurezza e la incolumità di persone e cose.

MANUTENZIONE

Applicazione di vernici passivanti e sigillatura di eventuali cavillature da ritiro con idoneo materiale.

3.1.2 Strutture in calcestruzzo fuori terra

CONTROLLI

L'ispezione dei manufatti in cls deve individuare e quantificare il livello di degrado raggiunto dalle strutture. In

particolare si rilevano anomalie ricorrenti quali:

- 1 - Presenza di ruggine
- 2 - Ripristini ammalorati
- 3 - Presenza di sali
- 4 - Porosità del cls
- 5 - Dilavamento
- 6 - Presenza di vespai
- 7 - Rigonfiamenti del cls
- 8 - Sgretolamento del cls
- 9 - Lesioni
- 10 - Permeazione
- 11 - Stillicidi
- 12 - Ferri a vista
- 13 - Distacchi
- 14 - Lesioni passanti

MANUTENZIONE

In assenza di eventi eccezionali, la manutenzione periodica riguarda sostanzialmente il ripristino superficiale dei calcestruzzi e la verniciatura protettiva degli stessi.

Il primo tipo di intervento consiste nella ricostruzione localizzata dei copriferrì eventualmente danneggiati, previa sabbiatura, protezione delle armature esposte e rattivatura delle superfici.

Il secondo tipo di intervento consiste nella protezione generalizzata del cls, con funzione di rallentare il fenomeno di carbonatazione.

E' compresa nelle operazioni di manutenzione la stuccatura di eventuali lesioni che dovessero manifestarsi sulle strutture in calcestruzzo.

3.1.3 Strutture solai laterocemento e solette in c.a.

CONTROLLI

L'ispezione dei manufatti in cls e laterocemento dei solai deve individuare e quantificare il livello di degrado raggiunto dalle strutture. In particolare si rilevano anomalie ricorrenti quali:

- 1 - Presenza di ruggine
- 2 - Ripristini ammalorati
- 3 - Presenza di sali
- 4 - Porosità del cls
- 5 - Dilavamento
- 6 - Presenza di vespai
- 7 - Rigonfiamenti del cls
- 8 - Sgretolamento del cls
- 9 - Lesioni
- 10 - Permeazione
- 11 - Stillicidi
- 12 - Ferri a vista
- 13 - Distacchi
- 14 - Lesioni passanti

MANUTENZIONE

In assenza di eventi eccezionali, la manutenzione periodica riguarda sostanzialmente il ripristino superficiale dei calcestruzzi e la verniciatura protettiva degli stessi.

Il primo tipo di intervento consiste nella ricostruzione localizzata dei copriferri eventualmente danneggiati, previa sabbiatura, protezione delle armature esposte e rattivatura delle superfici.

Il secondo tipo di intervento consiste nella protezione generalizzata del cls, con funzione di rallentare il fenomeno di carbonatazione.

E' compresa nelle operazioni di manutenzione la stuccatura di eventuali lesioni che dovessero manifestarsi sulle strutture dei solai.

3.1.4 Strutture in carpenteria metallica

CONTROLLI

L'ispezione delle strutture metalliche è finalizzata a verificare:

- presenza di zone soggette ad aggressione chimica (fenomeni di ossidazione/corrosione);
- integrità delle giunzioni imbullonate;
- integrità delle giunzioni saldate;
- presenza di eventuali cricche/lesioni.

MANUTENZIONE

In assenza di indicazioni specifiche determinate dall'attività ispettiva, la manutenzione periodica riguarda sostanzialmente il ripristino della vernice superficiale ed il serraggio delle giunzioni imbullonate. La sostituzione dei singoli bulloni a serraggio controllato generalmente non comporta problemi particolari, se i fori presentano un gioco sufficiente per eseguire l'operazione senza difficoltà. In caso contrario, conviene verificare che non sia avvenuto uno scorrimento relativo tra i diversi elementi che fa lavorare i bulloni a taglio, in questo caso il danneggiamento è tale da giustificare una riparazione di tutto il nodo.

3.1.5 Strutture in legno

CONTROLLI

L'ispezione delle strutture lignee è finalizzata a verificare:

- presenza di zone soggette ad aggressione chimica
- integrità delle giunzioni imbullonate;
- presenza di danneggiamenti meccanici,
- presenza di infiltrazioni d'acqua,
- la formazione di condensa.

MANUTENZIONE

In assenza di indicazioni specifiche determinate dall'attività ispettiva, la manutenzione periodica riguarda sostanzialmente il ripristino superficiale attraverso l'uso di impregnanti.

4. PROGRAMMA DI MANUTENZIONE

Al fine di una corretta gestione della struttura gli interventi di manutenzione dovranno seguire delle scadenze e dei programmi temporali.

Il programma di manutenzione si articola in tre sottoprogrammi, relativi alle prestazioni, ai controlli ed agli interventi di manutenzione.

Si prevede un sistema di controlli che aggiorni e verifichi il programma attualmente previsto.

4.1 Sottoprogramma delle prestazioni

Prende in esame le prestazioni fornite dal bene e dalle sue parti nel corso del suo ciclo di vita.

Si prevede il decadimento delle prestazioni fornite da ciascun elemento nel tempo secondo leggi variabili da opera ad opera ed in funzione dell'aggressività ambientale, dei carichi. Le ispezioni a cadenza periodica rilevano i parametri necessari a definire il livello prestazionale raggiunto dagli elementi in esame ed a definire le eventuali necessità manutentive.

SOTTO PROGRAMMA PRESTAZIONI			
DESCRIZIONE	OGGETTO	PRESTAZIONI RICHIESTE	CICLO DI VITA UTILE (anni)
Opere strutturali	Fondazioni	Resistenza meccanica, durabilità e funzionalità	50
Opere strutturali	Strutture in cls armato fuori terra	Resistenza meccanica, durabilità e funzionalità	50
Opere strutturali	Strutture in carpenteria metallica	Resistenza meccanica, durabilità e funzionalità	50
Opere strutturali	Strutture in legno	Resistenza meccanica, durabilità e funzionalità	50

4.2 Sottoprogramma controlli sulle strutture

Il sottoprogramma ispezioni definisce il programma delle verifiche e dei controlli al fine di rilevare il livello prestazionale (qualitativo e quantitativo) nei successivi momenti della vita del bene, individuando la dinamica della caduta delle prestazioni aventi come estremi il valore di collaudo e quello minimo di norma. La maggiore difficoltà che si incontra è stabilire a priori l'andamento nel tempo del degrado delle opere in quanto questo dipende da svariati fattori come la qualità dell'esecuzione e dei materiali, l'intensità delle azioni, sia ambientali (chimico-fisiche) che meccaniche (il traffico), fattori dei quali solo una certa quota parte può essere conosciuta e valutata al momento del progetto. Il sottoprogramma ispezioni indica quali controlli effettuare e con quale frequenza.

SOTTOPROGRAMMA CONTROLLI				
DESCRIZIONE CONTROLLO VISITA	ISPETTIVA	APPROFONDITA	VISITA ISPETTIVA DI SORVEGLIANZA	RILIEVO STRUMENTALE
Fondazioni	Controllo, delle condizioni del calcestruzzo; eventuali fenomeni di fessurazioni e carbonatazione	Quinquennale	Triennale	Quinquennale
Strutture in c.a. fuori terra	Controllo dello stato di degrado delle strutture gettate in opera. Controllo di eventuali fenomeni di fessurazioni e carbonatazione nella zona in prossimità delle pareti in c.a. e dei pilastri. Individuazioni di eventuali anomalie che possano rappresentare pericoli per la sicurezza e la incolumità di persone e cose	Quinquennale	Triennale	Quinquennale
Strutture in carpenteria metallica	Controllo della presenza di zone soggette ad aggressione chimica (fenomeni ossidazione/corrosione); integrità delle giunzioni imbullonate; integrità delle giunzioni saldate; presenza di eventuali cricche/lesioni.	Triennale	Annuale	Triennale
Strutture in legno	Controllo della di presenza di zone soggette ad aggressione chimica integrità delle giunzioni imbullonate; presenza di danneggiamenti	Triennale	Annuale	Triennale

	meccanici, presenza di infiltrazioni d'acqua, formazione di condensa.			
--	---	--	--	--

4.3 Sottoprogramma manutenzioni

Riporta in ordine temporale i differenti interventi di manutenzione, al fine di fornire le informazioni per una corretta conservazione del bene.

In accordo con l'approccio manutentivo prescelto, le attività sotto-elencate rientrano nei criteri d'intervento "a vita sicura" (con la definizione di intervalli temporali) o "a guasto" (l'intervento è conseguente al danneggiamento dell'elemento considerato).

SOTTOPROGRAMMA MANUTENZIONI			
DESCRIZIONE	TIPOLOGIA INTERVENTO	PROGRAMMAZIONE	ESTENSIONE INTERVENTO
Fondazioni	Eventuali interventi di ripristino strutturale e sigillatura di eventuali fessure con idoneo materiale plastico	Occorrenza	Parti degradate
Strutture in c.a. fuori terra	Eventuali interventi di ripristino strutturale e sigillatura di eventuali fessure con idoneo materiale plastico	Occorrenza	Parti degradate
Strutture in carpenteria metallica	Applicazione di vernici antiossidanti	Occorrenza	Parti degradate
Strutture in legno	Applicazione di vernici antiossidanti eventuale sostituzione di parti degradate	Occorrenza	Parti degradate

IL COMMITTENTE

IL PROGETTISTA DELLE STRUTTURE



Ing. MARINO DEL PICCOLO
ORDINE DEGLI INGEGNERI
PROV. DI UDINE POS. N. 1625

IL DIRETTORE DEI LAVORI