

| <div> <div>PROVINCIA DI UDINE</div> <div>COMUNE DI UDINE</div> </div> | | |
|---|--|--|
| COMMITTENTE | UNIVERSITA' DEGLI STUDI DI UDINE Via Palladio 8 - 33100 UDINE | |
| TITOLO PROGETTO | COPERTURA DEL TUMULO PROTOSTORICO DI SANT'OSVALDO | |
| TIPO PROGETTO | PROGETTO ESECUTIVO | |
| LUOGO | Via Pozzuolo 324, 33100 Udine | |
| RIF. CAT. | F. 56 mapp. 237 | |
| TITOLO ELABORATO | 3 | RELAZIONE DI CALCOLO |
| SOGGETTO INCARICATO | | TECNICO RESPONSABILE DELLA PROGETTAZIONE |
| <div> <div>gianlucarossoarchitetto</div> <div> via Ermes di Colloredo, 7 - 33100 Udine tel/fax 0432.26583 email: info@architettorosso.it p.iva 02201440308 </div> </div> | | Arch. Gianluca Rosso |
| | | Ing. Marino Del Piccolo (UD) |
| | | COLLABORATORI |
| | | Arch. Sophia Los (VI) |
| CODICE PRATICA | RIFERIMENTO FILE | DATA |
| 1016 | str ese 4 | Udine, Agosto 2009 |

INDICE ANALITICO

PREMESSA

I. – ASSEVERAZIONE

II. -ASSEVERAZIONE-CLASSIFICAZIONE CATEGORIA

III. - RELAZIONE ILLUSTRATIVA SUI MATERIALI IMPIEGATI

IV. - RELAZIONE GEOTECNICA E SULLE FONDAZIONI

V. - RELAZIONE DEI CALCOLI STRUTTURALI

1.- NOTE DESCRITTIVE

2.- ANALISI DEI CARICHI UNITARI

3.- PARAMETRI DI CALCOLO

4.- IMPALCATO DI COPERTURA

5.- IMPALCATI DI PIANO

6.- STRUTTURE VERTICALI: VERIFICA SISMICA

7.- FONDAZIONI

VI. –RIFERIMENTI NORMATIVI E BIBLIOGRAFICI

PREMESSA

La presente relazione è relativa alla realizzazione di una copertura e dei muri controterra per la protezione degli scavi realizzati nell'ambito di "copertura del tumulo Protostorico di Sant'Osvaldo".

La struttura in oggetto presenta una struttura verticale di ingresso in c.a. con due muri che seguono il profilo del tumulo protostorico degradando dal centro del tumulo verso il perimetro esterno.

La superficie compresa dentro i muri in c.a. viene coperta con un portellone con struttura principale realizzata in profili metallici e la copertura realizzata in monopannel con finitura superiore in legno.

Il portellone di ingresso risulterà apribile con due cerniere di rotazione con asse posto in corrispondenza della parte terminale delle pareti in c.a. e un pistone di sollevamento del tipo a vite posto in posizione circa baricentrica al portellone e fissato su due setti in c.a..

La parte centrale del tumulo protostorico verrà coperta con una struttura di copertura metallica principale con sovrastante pannello di monopannel e finitura superiore con guaina e ricoprimento in terra vegetale del tipo alleggerito con uno spessore di ricoprimento che si aggira intorno ai 30cm.

La struttura in esame verrà appoggiata sulle pareti in c.a. e sul terreno del tumulo come rappresentato negli elaborati grafici.

Le strutture verticali realizzate in c.a. il portellone e la copertura centrale del tumulo saranno mutuamente legate tra loro.

REGIONE AUTONOMA FRIULI VENEZIA GIULIA

COMUNE DI UDINE

PROVINCIA DI UDINE

I.- ASSEVERAZIONE

I sottoscritti Arch. Rosso Gianluca iscritto all'Ordine degli Architetti di Udine in pos. 1095 e Ing. Marino Del Piccolo iscritto all'Ordine degli Ingegneri di Udine in pos. 1625, progettisti delle strutture per la COPERTURA DEL TUMULO PROTOSTORICO DI SANT'OSVALDO, Comune di Udine in località Sant'Osvaldo mapp. 237 fg.56, ai sensi e per gli effetti dell'art. 13 della L.R. 09/05/1988 n.27 e dell'art. 3 del DPGR 5/04/1989 N.0164/pres.,

DICHIARA

con la presente che nel progetto sono state osservate le norme relative alla L. 5/11/1971 n.1086 sulle opere in c.a. e quelle relative alla L. 02/02/74 n. 64, art.4, lettere a) c) d) e). Si dichiara, inoltre, che la verifica sismica è stata condotta in considerazione di un grado di sismicità **S=9** (zona 2) come previsto dalle norme vigenti per il **Comune Udine**.

I progettisti delle strutture

II. ASSEVERAZIONE – CLASSIFICAZIONE CATEGORIA

(redatta ai sensi dell'art.3 del D.P.G.R. 0164/pres.dd.05.04.1989 Regolamento di esecuzione della L.R.27/1988 n.27 e dell'art.5f della Deliberazione della Giunta Regionale n.2325 in data 01.08.2003 "Recepimento dell'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n.3274 in data 20.03.2003").

I sottoscritti Arch. Rosso Gianluca iscritto all'Ordine degli Architetti di Udine in pos. 1095 e Ing. Marino Del Piccolo iscritto all'Ordine degli Ingegneri di Udine in pos. 1625, progettisti delle strutture per la COPERTURA DEL TUMULO PROTOSTORICO DI SANT'OSVALDO, Comune di Udine in località Sant'Osvaldo mapp. 237 fg.56

DICHIARA

- che la progettazione è stata eseguita nel rispetto delle norme riguardanti il primo comma-lettera c), d), ed e) – dell'art.4 della legge 02.02.1974 n. 64,
- applicando le norme tecniche previgenti alla data dell'08.05.2003; (visto anche D.M.14-01-2008)
- che la costruzione è da ritenersi appartenente all'art. 1 lettera A del D.P.G.R. 05.04.1989 n.0164/Pres.

I PROGETTISTI DELLE STRUTTURE

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'impresa costruttrice, all'assistente ai lavori e al direttore dei lavori, un quadro sintetico delle caratteristiche, qualità e dosatura dei materiali da impiegare per l'esecuzione delle opere in progetto. I dati sono desunti dalla relazione di calcolo e dai grafici di progetto che si intendono allegati alla presente relazione.

- CALCESTRUZZO:

- 1. fondazioni classe Rck 300, classe di esposizione 2A, classe di lavorabilità S5.
 - 2. pilastri, pareti, cordoli, travi, solai e solette Rck 300, classe di esposizione 2B, 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 FeB44k (C.S.)

$$\frac{f_y}{f_{y,k}} \leq 1.35 \quad \left(\frac{f_t}{f_y} \right)_{medio} \geq 1.13$$

Acciaio per carpenteria: tipo FeB510 (piatti, tondi, etc.)

Bulloneria: viti classe 8.8, dadi classe 8 (UNI 3740)

Saldature di II classe (UNI 5132, UNI 7278)

- ANCORAGGI:

TIPO A: malta cementizia a ritiro compensato per ancoraggi ed allettamenti tipo EMACO S55, S88 colabile o equivalenti per prestazioni

TIPO B: resina epossidica tipo HILTI HIT-RE500 o equivalenti per prestazioni

- MURATURA:

in mattoni pieni, modulari o doppio UNI fbk > 70 daN/cm²

- MALTE PER MURATURA:

tipo M2 a dosatura in peso: C325/Calce Idr./Sabbia = 1 / 0.5 / 4

- LEGNAME DA COSTRUZIONE:

legno massiccio: castagno o abete di prima qualità, trattato con impregnante antitarlo e antimuffa.

- TERRENO:

Le caratteristiche del terreno dovranno essere verificate nel corso dei lavori, adottando eventualmente delle varianti, qualora misure e osservazioni attente ne evidenzino la necessità.

I PROGETTISTI DELLE STRUTTURE

IL DIRETTORE DEI LAVORI

IV.- RELAZIONE GEOTECNICA E SULLE FONDAZIONI

la presente relazione è relativa lavori di COPERTURA DEL TUMULO PROTOSTORICO DI SANT'OSVALDO, Comune di Udine in località Sant'Osvaldo mapp. 237 fg.56.

Il sito ricade in zona sismica di categoria 2 (S=9).

Il Tumulo Protostorico è localizzato nella parte meridionale del territorio comunale di Udine, il cumulo possiede una forma troncoconica con quota sommatiale pari a 95 m.l.m. circa per un diametro base di 23-25m, la pendenza dei terreni circostanti è degradante verso sud con pendenze del 0.3%.

Il territorio in esame rientra nella cosiddetta “Alta Pianura Friulana” che è costituita da un potente materasso alluvionale fluvio glaciale quaternario. Il sito rientra in una porzione di territorio omogeneo dal punto di vista geologico e litologico costituito da ghiaie grossolane subangolose- arrotondate stratificazione orizzontale e inclinata, matrice sabbiosa debolmente limosa fino a 2 m e oltre risulta un terreno con caratteristiche ghiaiose con sabbia limosa e debolmente limosa.

Si assume un coefficiente di fondazione $\varepsilon=1$. Il terreno esaminato è ascrivibile alla Ctegoria “B” delle N.T.C. D.M.14-01-2008 e varianti. La presente relazione desume dati e parametri di calcolo dalla relazione geologica allegata al presente progetto redatta dal dott. geol. Umberto Stefanel.

Il terreno in esame è caratterizzato dalla seguente stratigrafia:

Da -0.00 a -0.5 m terreno vegetale

Altre caratteristiche mediocri o scadenti

Livello 1

- Da -0.5 a -2.00m Ghiaia sciolta e ghiaia in matrice terrosa.

Peso specifico $\gamma=1.8$ t/mc

Angolo di attrito $\phi=32^\circ$

Coesione $c= 0.0$ Kg/cm^q

Livello 2

- Da -2.00m Ghiaia con sabbia limosa e debolmente limosa.

Peso specifico $\gamma=1.9-2.1$ t/mc

Angolo di attrito $\phi=34-38^\circ$

Coesione $c= 0.0$ Kg/cm^q

Si riportano di seguito le stime delle capacità portanti e delle relative tensioni ammissibili del terreno per diverse larghezze delle fondazioni a nastro considerando un terreno di livello 2 viste le caratteristiche del tumulo in corrispondenza del quale si realizzeranno le opere i tumulo risulta in alterato da oltre 2000 anni e in virtù di queste considerazioni il terreno viene assunto con caratteristiche geotecniche superiori.

| S | C | ϕ | ϕ^* | γ [t/mc] | c [t/mq] | t[m] |
|---|------|------------|----------|-----------------|----------|------|
| 9 | 0,07 | 36 | 32,0 | 2 | 0 | 0,8 |
| Nc (ϕ^*) 44,9 | | | | | | |
| Nq (ϕ^*) 29,5 | | | | | | |
| N γ (ϕ^*) 27,85 | | | | | | |
| qult= c Nc + γ t Nq + 0,5 γ B N γ | | | | | | |
| B[m] | | qult [MPa] | | qa [MPa] | | |
| 0,2 | | 0,528 | | 0,176 | | |
| 0,3 | | 0,556 | | 0,185 | | |
| 0,4 | | 0,583 | | 0,194 | | |
| 0,5 | | 0,611 | | 0,204 | | |
| 0,6 | | 0,639 | | 0,213 | | |
| 0,7 | | 0,667 | | 0,222 | | |
| 0,8 | | 0,695 | | 0,232 | | |
| 0,9 | | 0,723 | | 0,241 | | |
| 1 | | 0,751 | | 0,250 | | |
| (*)Poichè il sito è ubicato in zona sismica S=9, l'analisi dell'interazione struttura-terreno viene eseguita facendo riferimento ad un valore ridotto dell'angolo d'attrito del terreno | | | | | | |

CAPACITA' PORTANTE PLINTO

HANSEN E VESIC

| ϕ | γ | c [t/mq] | t [m] | L |
|---|----------------|------------|----------|------------|
| 32 | 1,8 | 0 | 0,7 | =B |
| Nc | sc=1+Nq/Nc B/L | | Nq | N γ |
| 44,90 | 1,66 | | 29,50 | 27,85 |
| qult= c Nc sc dc + γ t Nq + 0,5 γ B Nγ | | | | |
| B [m] | dc=1+0,4D/B | qult [MPa] | qa [MPa] | |
| 0,5 | 1,560 | 0,497 | 0,166 | |
| 0,6 | 1,467 | 0,522 | 0,174 | |
| 0,7 | 1,400 | 0,547 | 0,182 | |
| 0,8 | 1,350 | 0,572 | 0,191 | |
| 0,9 | 1,311 | 0,597 | 0,199 | |
| 1 | 1,280 | 0,622 | 0,207 | |
| 1,1 | 1,255 | 0,647 | 0,216 | |
| 1,2 | 1,233 | 0,672 | 0,224 | |
| 1,3 | 1,215 | 0,698 | 0,233 | |
| 1,4 | 1,200 | 0,723 | 0,241 | |
| 1,5 | 1,187 | 0,748 | 0,249 | |

Le considerazioni sopra riportate dovranno essere verificate nel corso dei lavori, adottando eventualmente delle varianti, qualora misure e osservazioni attente ne evidenzino la necessità.

I PROGETTISTI DELLE STRUTTURE

V.- RELAZIONE DEI CALCOLI STRUTTURALI

1.- NOTE DESCRITTIVE.

PREMESSA

La presente relazione è relativa alla realizzazione di una copertura e dei muri controterra per la protezione degli scavi realizzati nell'ambito di "copertura del tumulo Protostorico di Sant'Osvaldo".

INTERVENTO DI PROGETTO

La struttura in oggetto presenta una struttura verticale di ingresso in c.a. con due muri che seguono il profilo del tumulo protostorico degradando dal centro del tumulo verso il perimetro esterno.

La superficie compresa dentro i muri in c.a. viene coperta con un portellone con struttura principale realizzata in profili metallici e la copertura realizzata in monopannel con finitura superiore in legno.

Il portellone di ingresso risulterà apribile con due cerniere di rotazione con asse posto in corrispondenza della parte terminale delle pareti in c.a. e un pistone di sollevamento del tipo a vite posto in posizione circa baricentrica al portellone e fissato su due setti in c.a..

La parte centrale del tumulo protostorico verrà coperta con una struttura di copertura metallica principale con sovrastante pannello di monopannel e finitura superiore con guaina e ricoprimento in terra vegetale del tipo alleggerito con uno spessore di ricoprimento che si aggira intorno ai 30cm.

La struttura in esame verrà appoggiata sulle pareti in c.a. e sul terreno del tumulo come rappresentato negli elaborati grafici.

Le strutture verticali realizzate in c.a. il portellone e la copertura centrale del tumulo saranno mutuamente legate tra loro.

Vengono eseguiti i calcoli di verifica puntuali e la verifica sismica globale della struttura. Tali calcoli saranno condotti nel rispetto della L. n.64 del 02/02/1974, del D.M. 09/01/1996 (costruzioni in c.a. e acciaio), D.M. 16/01/1996 (carichi e sovraccarichi), D.M. 16/01/1996 (edifici in zona sismica).

I parametri di calcolo adottati per la verifica globale sono:

Parametri sismici DM 1996

zona sismica di II categoria,

coefficiente di importanza 1.2,

coeff. di struttura 1.4,

coeff. di fondazione 1

coeff. di risposta pari a 1.

2.- ANALISI DEI CARICHI UNITARI

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.

PORTELLONE

$\alpha = 18$

| | | | | | |
|---------------------|--------------|-------------------|---------------|-----|--------|
| pavimentazione | g1 | | | 40 | daN/mq |
| isolamento | g2 | | | 10 | daN/mq |
| rivestimento | g3 | | | 15 | daN/mq |
| struttura metallica | g4 | | | 50 | daN/mq |
| CARICO PERMANENTE | Σg_i | | | 115 | daN/mq |
| CARICO ACCIDENTALE | qf | portellone chiuso | folla | 300 | daN/mq |
| CARICO ACCIDENTALE | qn | portellone aperto | neve | 150 | daN/mq |
| CARICO STATICO | folla | g/cos α +q | in proiezione | 421 | daN/mq |
| CARICO STATICO | neve | g/cos α +q | in proiezione | 265 | daN/mq |

COPERTURA

| | | | | | |
|------------------------------------|--------------|------|-------|-----|--------|
| pavimentazione in terreno vegetale | g1 | 30cm | | 480 | daN/mq |
| isolamento | g2 | | | 20 | daN/mq |
| struttura metallica | g4 | | | 50 | daN/mq |
| CARICO PERMANENTE | Σg_i | | | 550 | daN/mq |
| CARICO ACCIDENTALE | qf | | folla | 300 | daN/mq |
| CARICO STATICO | g+q | | | 850 | daN/mq |

SOLAIO PREDALLES 4+16+5

| | | | | | |
|--------------------|--------------|------|-------|------|--------|
| predalles | g1 | 30cm | | 360 | |
| finitura | g2 | | | 60 | daN/mq |
| CARICO PERMANENTE | Σg_i | | folla | 420 | daN/mq |
| CARICO ACCIDENTALE | qf | | | 600 | daN/mq |
| CARICO STATICO | g+q | | | 1020 | daN/mq |

| | | |
|-------------------------------|------|--------|
| Struttura in acciaio | 7850 | |
| Strutture monolitiche in c.a. | 2500 | daN/mc |

| | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
|----------------------------------|-------------------------------------|------------|--|--|--|-----------|--|--|-----|-----|--------|-----|-----|--------|-------------------------------------|--|--|-----------------------------|--|--|
| neve | qsk= | 1,60 kN/mq | UDINE | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | as= | 95 m | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | α= | 18,0 | <table><tr><td colspan="3">qs=μi*qsk</td></tr><tr><td>q1=</td><td>128</td><td>daN/mq</td></tr><tr><td>q2=</td><td>134</td><td>daN/mq</td></tr><tr><td colspan="3">qe=k x (μ2 x qsk)^2/γ = 60,2 daN/ml</td></tr><tr><td colspan="3">qa=(μ2α x qsk) = 134 daN/ml</td></tr></table> | | | qs=μi*qsk | | | q1= | 128 | daN/mq | q2= | 134 | daN/mq | qe=k x (μ2 x qsk)^2/γ = 60,2 daN/ml | | | qa=(μ2α x qsk) = 134 daN/ml | | |
| | qs=μi*qsk | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | q1= | 128 | | | | daN/mq | | | | | | | | | | | | | | |
| | q2= | 134 | | | | daN/mq | | | | | | | | | | | | | | |
| | qe=k x (μ2 x qsk)^2/γ = 60,2 daN/ml | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| qa=(μ2α x qsk) = 134 daN/ml | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| μ1= | 0,8 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| μ2= | 0,84 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| neve sporgente all'estremità | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| accumulo contro pareti verticali | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |

| | | | | | |
|----------------------|---------------------------|-------|--------------------|---------|------|
| vento | | | | | |
| categ. | classe | kr | zo(m) | zmin(m) | z(m) |
| IV | B | 0,22 | 0,3 | 8 | 7,50 |
| Ce (z)= | 1,63 | | | | |
| Cp= | -0,46 : copertura | | | | |
| | 0,80 : parete sopravvento | | | | |
| | 0,40 : parete sottovento | | | | |
| Cd= | 1 | | | | |
| qref= vref^2/1,6= | 39,06 daN/mq | | | | |
| vref= | 25,00 m/s | | | | |
| p = qref x Ce x Cd = | 63,84 daN/mq | | | | |
| CARICO DEL VENTO | | | | | |
| pv = p x Cpe= | | | | | |
| pv1= | 0,511 | kN/mq | parete sopravvento | | |
| pv2= | 0,255 | kN/mq | parete sottovento | | |
| pv3= | -0,29 | kN/mq | copertura | | |

3.- PARAMETRI DI CALCOLO

| | | | | | |
|-----------------------------------|----------------|----------------------|--------------------|-----------------|-----------|
| Tensioni ammissibili | | | | | |
| CALCESTRUZZO | Compress. | Presso flessione | Taglio senza arm. | Taglio con arm. | Modulo E |
| UNI 9858 | [MPa] | [MPa] | [MPa] | [MPa] | [MPa] |
| Classe Rck 300 | 6.75 | 9.75 | 0.6 | 1.8 | 31220 |
| Classe Rck 250 | 5.95 | 8.5 | 0.53 | 1.68 | 28500 |
| Acciaio per c.a. (saldab.) | | | | | |
| EN10002/1 ^a | f_{yk} [MPa] | σ_{adm} [MPa] | τ_{adm} [Mpa] | | |
| Classe Fe B 44k | | | | | |
| Barre nervate | 430 | 255 | 150 | $A_5 > 26\%$ | 206000 |
| Barre elettrosaldate | 390 | 215 | | $A_{10} > 8\%$ | |
| Saldature di II classe | | | | | |
| Bulloneria | f_{yb} [MPa] | σ_{adm} [MPa] | τ_{adm} [MPa] | | |
| Viti Classe 8.8 | 640 | 373 | 264 | | |
| Dadi Classe 6s | | | | | |
| Legno massiccio | categoria | σ_{adm} [MPa] | τ_{adm} [MPa] | | Ewf [MPa] |
| | I | 10 | 0.6 | | 9000 |

4.- IMPALCATO DI COPERTURA E STRUTTURE DEL PORTELLONE

La struttura del portellone viene realizzata con struttura principale realizzata in profili metallici e la copertura realizzata in monopannel con finitura superiore in legno. Il portellone di ingresso risulterà apribile con due cerniere di rotazione con asse posto in corrispondenza della parte terminale delle pareti in c.a. e un pistone di sollevamento del tipo a vite posto in posizione circa baricentrica al portellone e fissato su due setti in c.a..

Il carico previsto sul del portellone in fase di apertura è quello dato dai carichi permanenti e da un carico accidentale dato dal peso della neve pari a 150 daN/mq .

Il carico previsto durante la posizione di chiusura del portellone è quello dato dai carichi permanenti e da un carico accidentale dato dal peso della folla pari a 300 daN/mq , si osserva che in posizione di chiusura il portellone appoggia sulle due cerniere, dalla parte opposta appoggia al suolo e sui nuri perimetrali appoggia in una posizione intermedia come riportato nel particolare C.4 della tavola grafica 4b.

La parte centrale del tumulo protostorico verrà coperta con una struttura di copertura metallica principale con sovrastante pannello di monopannel e finitura superiore con guaina e ricoprimento in terra vegetale del tipo alleggerito con uno spessore di ricoprimento per i calcoli di progetto si aggira intorno ai 30cm, assunto in via cautelativa, mentre negli elaborati grafici nella tavola 4b nel pacchetto copertura 1 lo strato di terreno vegetale e drenante risulta di max 20cm.

La struttura in esame verrà appoggiata sulle pareti in c.a. e sul terreno del tumulo come rappresentato negli elaborati grafici.

Viene condotta la verifica statica ai carichi verticali per gli elementi maggiormente sollecitati. Le verifiche sono condotte con il D.M. 96.

Scheda pannello di monopannel utilizzato monopanel 38+120mm tipo GLAMET acciaio-acciaio

Tabella delle luci ammissibili

Valori garantiti con lato esterno in acciaio sp. 0,5 mm ed interno in acciaio sp. 0,4 mm, con lato esterno in alluminio sp. 0,6 mm e lato interno in acciaio sp. 0,5 mm oppure con lato esterno/interno in alluminio 0,6 mm. Le luci l in metri relative al sovraccarico p (daN/m²) uniformemente distribuito, sono state ricavate da prove di carico eseguite presso i nostri laboratori e garantiscono contemporaneamente una freccia $f \leq l/200$ ed un coefficiente di sicurezza conforme a quanto prescritto dalle norme UEAtc relative ai pannelli sandwich che sono state elaborate e vengono applicate dai primari Enti Certificatori Europei.


Con supporti esterno e/o interno inferiori a quelli sopra dichiarati, viene mantenuta la garanzia dei carichi ammissibili per le luci indicate in tabella, ma non la garanzia sul limite di freccia e sul coefficiente di sicurezza.

Il carico permanente previsto per la copertura in monopannel risulta di 480daN/mq per il terreno vegetale alleggerito + 20daN/mq di pannello con isolamento e un sovraccarico accidentale di 300daN/mq pe un carico totale di permanente + accidentale di 800daN/mq.


Il monopannel nel caso più sfavorevole risulterà a campata singola sulla luce di circa 1m quindi dalla tabella sottostante si osserva che con una luce di 2.9m il carico ammissibile risulta di 300daN/mq.

Quindi su un interasse di 1m il carico sopportato risulta di **870 daN/mq** > **800 daN/mq**

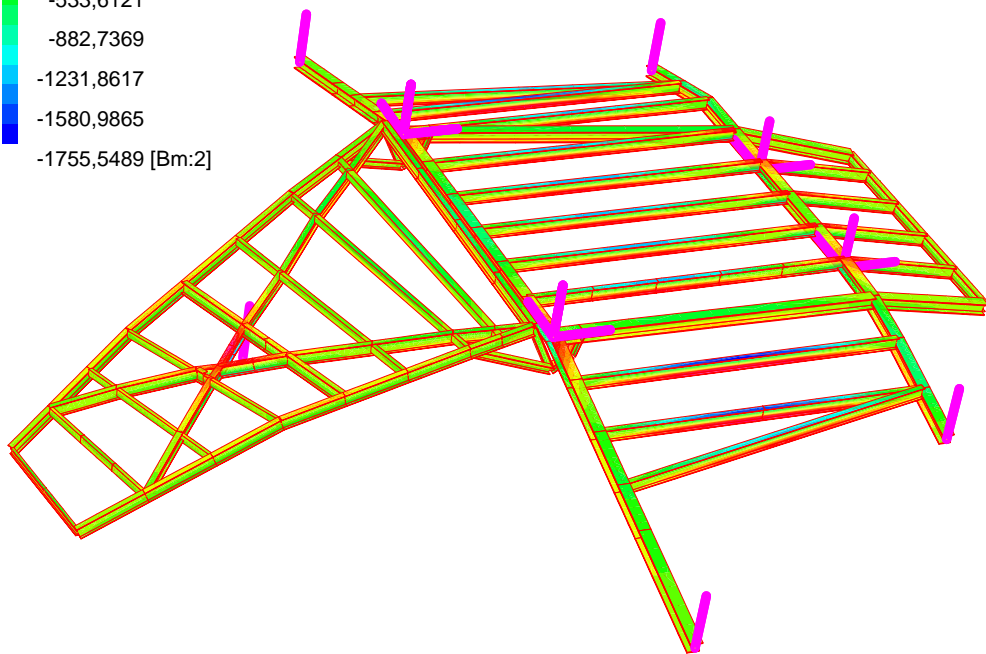
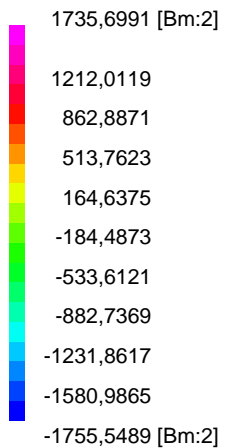
acciaio - acciaio

| S mm | K | | Peso pannello kg/m ² 0,5+0,4 | $p = (daN/m^2)$ |  | | | | | | | | | | | |
|---------|-----------------------------|---------------------------|--|-----------------|---|------|------|------|------|------|------|------|--|--|--|--|
| | Kcal m ² h °C | Watt m ² °C | | | 60 | 80 | 100 | 120 | 150 | 200 | 250 | 300 | | | | |
| 30 | 0,51 | 0,59 | 9,42 | $l =$ | 4,70 | 4,10 | 3,65 | 3,30 | 2,90 | 2,50 | 2,25 | 2,05 | | | | |
| 40 | 0,40 | 0,46 | 9,80 | $l =$ | 5,00 | 4,40 | 3,90 | 3,55 | 3,20 | 2,75 | 2,45 | 2,25 | | | | |
| 50 | 0,33 | 0,38 | 10,18 | $l =$ | 5,30 | 4,60 | 4,10 | 3,75 | 3,35 | 2,90 | 2,60 | 2,40 | | | | |
| 60 | 0,28 | 0,33 | 10,56 | $l =$ | 5,60 | 4,85 | 4,35 | 3,95 | 3,55 | 3,05 | 2,75 | 2,55 | | | | |
| 80 | 0,22 | 0,25 | 11,32 | $l =$ | 6,20 | 5,30 | 4,80 | 4,35 | 3,95 | 3,35 | 3,05 | 2,80 | | | | |
| 100 | 0,18 | 0,21 | 12,08 | $l =$ | 7,05 | 6,05 | 5,45 | 4,95 | 4,45 | 3,80 | 3,45 | 3,20 | | | | |
| 120 | 0,15 | 0,17 | 12,84 | $l =$ | 7,40 | 6,35 | 5,70 | 5,20 | 4,65 | 4,00 | 3,60 | 3,35 | | | | |

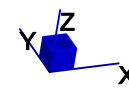
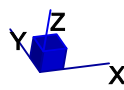
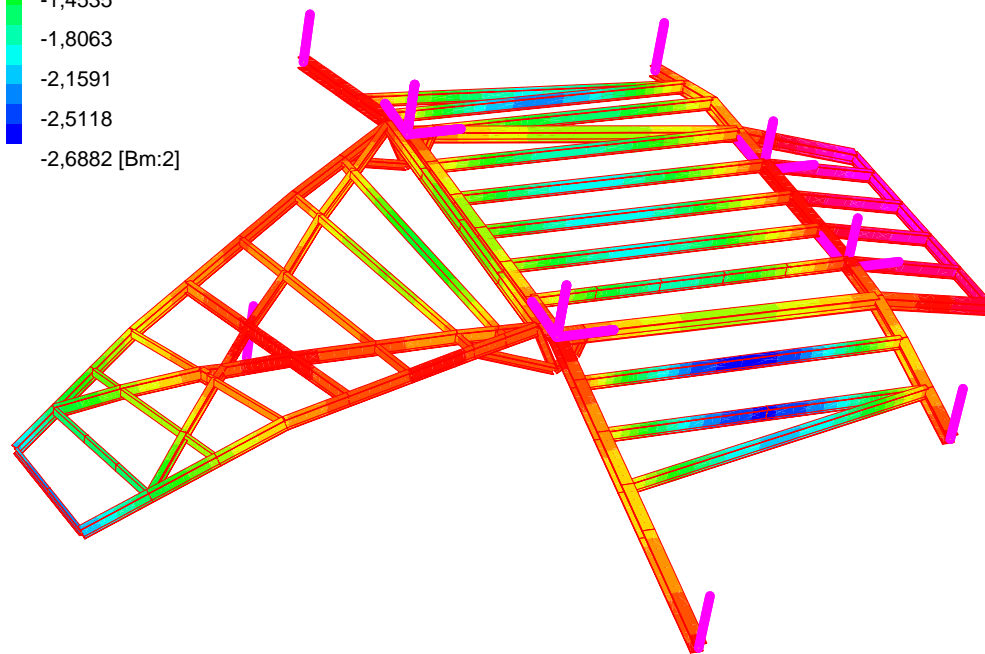
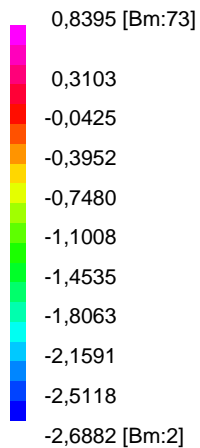
acciaio - acciaio

| S mm | K | | Peso pannello kg/m ² 0,5+0,4 | $p = (daN/m^2)$ |  | | | | | | | | | | | |
|---------|-----------------------------|---------------------------|--|-----------------|--|------|------|------|------|------|------|------|--|--|--|--|
| | Kcal m ² h °C | Watt m ² °C | | | 60 | 80 | 100 | 120 | 150 | 200 | 250 | 300 | | | | |
| 30 | 0,51 | 0,59 | 9,42 | $l =$ | 4,20 | 3,65 | 3,20 | 2,90 | 2,60 | 2,25 | 2,00 | 1,80 | | | | |
| 40 | 0,40 | 0,46 | 9,80 | $l =$ | 4,50 | 3,90 | 3,50 | 3,20 | 2,85 | 2,45 | 2,20 | 1,95 | | | | |
| 50 | 0,33 | 0,38 | 10,18 | $l =$ | 4,75 | 4,10 | 3,65 | 3,35 | 3,00 | 2,60 | 2,30 | 2,05 | | | | |
| 60 | 0,28 | 0,33 | 10,56 | $l =$ | 5,00 | 4,30 | 3,90 | 3,55 | 3,15 | 2,75 | 2,45 | 2,20 | | | | |
| 80 | 0,22 | 0,25 | 11,32 | $l =$ | 5,50 | 4,70 | 4,40 | 3,95 | 3,45 | 3,05 | 2,75 | 2,45 | | | | |
| 100 | 0,18 | 0,21 | 12,08 | $l =$ | 6,20 | 5,40 | 4,90 | 4,45 | 3,95 | 3,45 | 3,05 | 2,75 | | | | |
| 120 | 0,15 | 0,17 | 12,84 | $l =$ | 6,50 | 5,65 | 5,15 | 4,65 | 4,15 | 3,60 | 3,20 | 2,90 | | | | |

Fibre Stress (kg/cm²)



Beam Disp:DZ (cm)

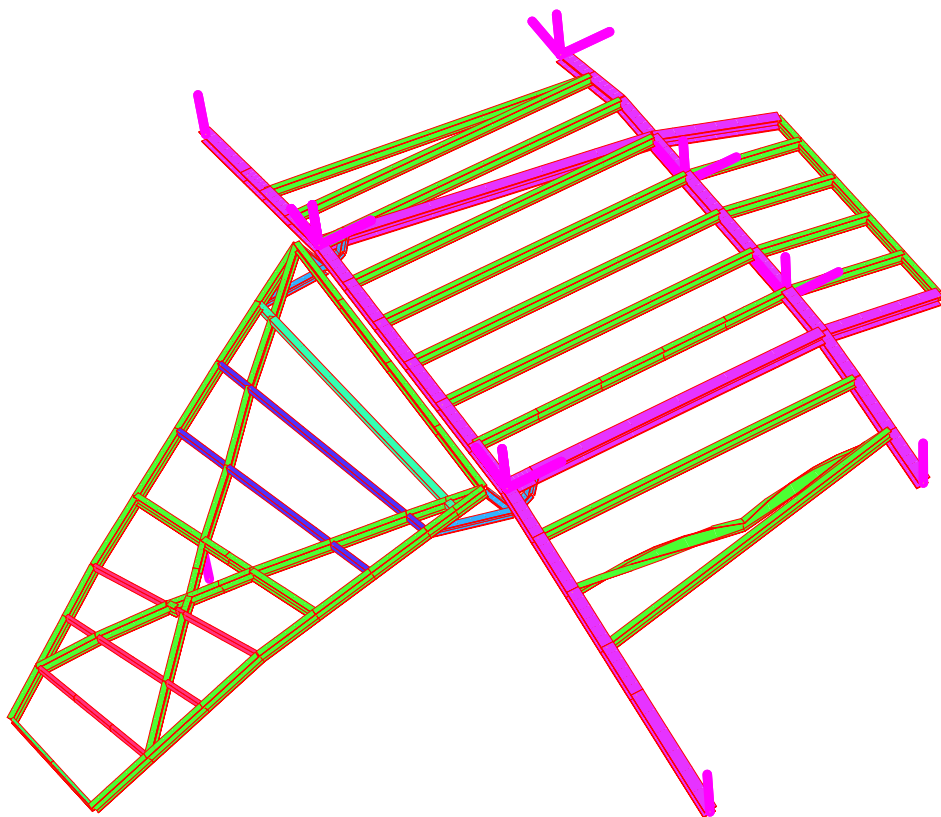


7: p+a15+afolla [Combination 3] (-56,8,23) DS:0%

7: p+a15+afolla [Combination 3] (-56,8,23) DS:0%

STRUTTURA METALLICA

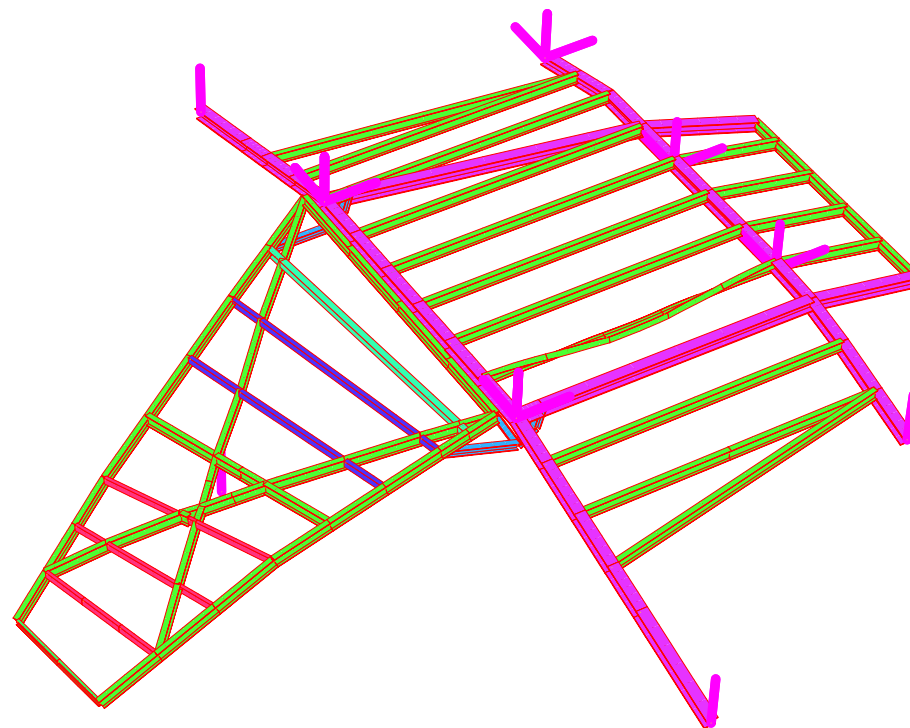
Straus7 Release 2.2.3



Mode:2 1,30692 (-40,-5,29) DS:50%

INSTABILITA'

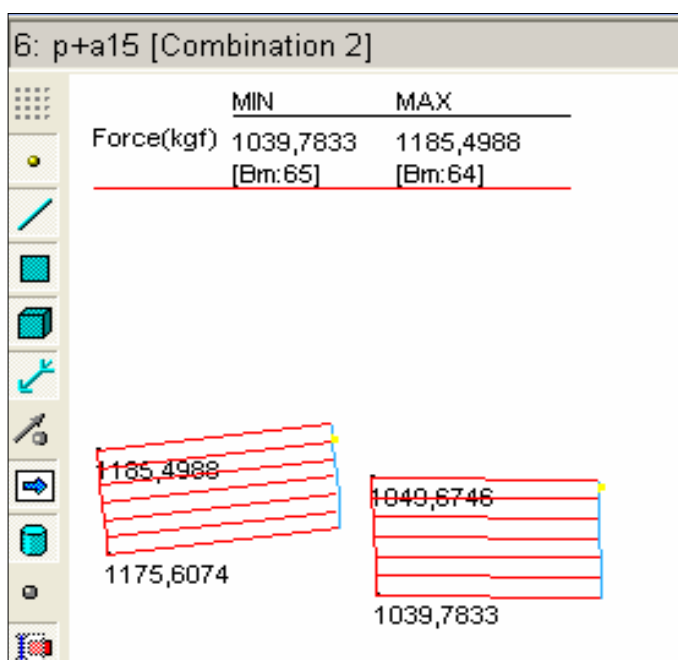
Straus7 Release 2.2.3



Mode:4 1,73309 (-46,1,31) DS:20%



CERNIERE DEL PORTELLONE



VERIFICA A RIFOLLAMENTO DEI FORI DELLE PIASTRE DELLE CERNIERE

| | | |
|--------------------|----------------------------|---|
| $F_x =$ | 1185,00 daN | Azione massima che deriva dal perno |
| $s =$ | 0,56 cm | spessore piastra |
| $D =$ | 6 cm | diametro perno |
| $\sigma = F_x/A =$ | 352,68 daN/cm ² | $< \sigma_{amm} = 1900$ daN/cm ² |

Verificato anche su una sola anima delle IPE200 anche se sono binate

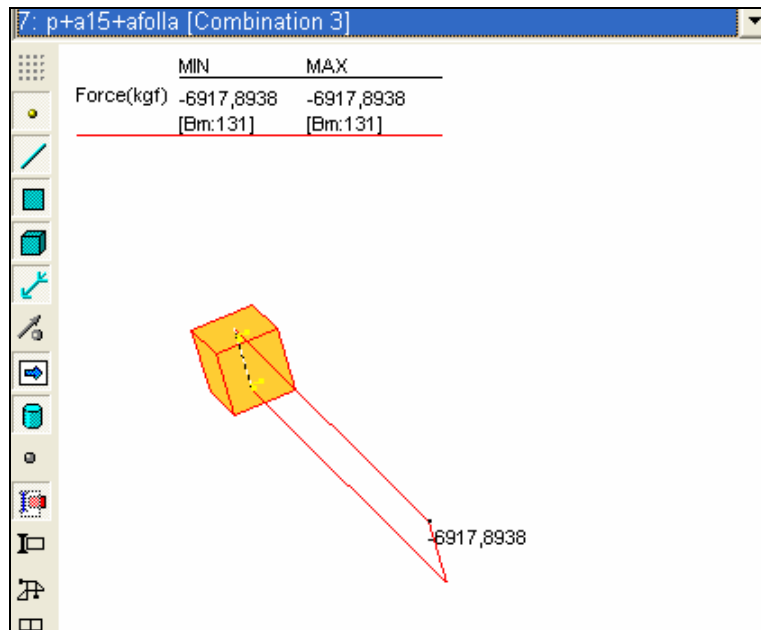
VERIFICA A TAGLIO DEL PERNO DELLE

| | | |
|----------------|---------------------------|---|
| F_x | 1185,00 daN | Azione massima che deriva dai tiranti |
| $A_{res} =$ | 28,26 cm ² | Area resistente perno M60 |
| $\tau_{max} =$ | 41,93 daN/cm ² | $< \tau_{amm} = 1900$ daN/cm ² |

Martinetto di sollevamento

Al centro del portellone viene posto un martinetto a perno ad elica che deve essere previsto in vari cautelativa per un carico massimo unitario da movimentare di 7500daN che risulta maggiore di 6917 daN. questo carico risultano in fase di apertura del portellone ed è dato dal peso proprio delle strutture del portellone dai carichi permanenti e dal carico accidentale neve sul portellone in fase di apertura.

Nella immagine sottostante si riporta il valore del carico che il pistone deve sollevare in fase di apertura ipotizzando come carico accidentale la neve a 150 daN/mq



| VERIFICA A RIFOLLAMENTO DEI FORI DELLE PIASTRE DEL MARTINETTO | | | | |
|---|---------|---------------------|---|---------------------------|
| Fx= | 3750,00 | daN | Azione massima che deriva dal perno(7500/2) | |
| s= | 2,50 | cm | spessore piastra | |
| D= | 6 | cm | diametro perno | |
| $\sigma = Fx/A =$ | 250,00 | daN/cm ² | $< \sigma_{amm}$ | =1900 daN/cm ² |

| VERIFICA A TAGLIO DEL PERNO DEL MARTINETTO | | | | |
|--|---------|---------------------|---------------------------------------|---------------------------|
| f60mm | | | | |
| Fx | 3750,00 | daN | Azione massima che deriva dai tiranti | |
| Ares= | 28,26 | cm ² | Area resistente perno M60 | |
| $\tau_{max} =$ | 132,70 | daN/cm ² | $< \tau_{amm}$ | =1900 daN/cm ² |

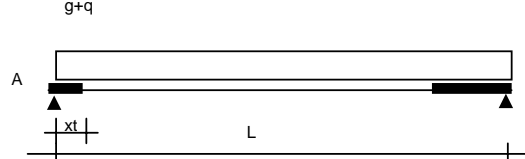
5.- SOLETTA IN C.A..

All' interno del tumulo è prevista una soletta realizzata in predalles, di seguito si riportano le verifiche semplificate.

SOLAIO 1 CAMPATA PREDALLES

SOLAIO

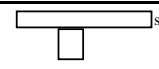
S1,1 B

| | | | | | | | | | | | | |
|---|---------------------------|---|------------|-----------|-----|---|-----|-----|---|---------|---|---|
|  | | <table><tr><td>L=</td><td>5,5</td><td>m</td></tr><tr><td>Li=</td><td>1,2</td><td>m</td></tr><tr><td>xt min=</td><td>0</td><td>m</td></tr></table> | | L= | 5,5 | m | Li= | 1,2 | m | xt min= | 0 | m |
| L= | 5,5 | m | | | | | | | | | | |
| Li= | 1,2 | m | | | | | | | | | | |
| xt min= | 0 | m | | | | | | | | | | |
| SCHEMA DI CALCOLO: | | | | | | | | | | | | |
| appoggio semplice | | | | | | | | | | | | |
| CARICHI: | | q [daN/m²] | q' [daN/m] | | | | | | | | | |
| peso struttura 20+4 | | 360 | 432 | | | | | | | | | |
| permanenti | | 60 | 72 | | | | | | | | | |
| carichi accidentali | | 600 | 720 | | | | | | | | | |
| | | q' = 1020 | 1224 | | | | | | | | | |
| sollecitazioni in campata: | | | | | | | | | | | | |
| Mab | $= (g' + q') L^2 / a =$ | 4628 | daNm | a = | 8 | | | | | | | |
| sollecitazioni agli appoggi: | | | | | | | | | | | | |
| Ma= | $(g' + q') L^2 / \beta =$ | 1542,75 | daNm | $\beta =$ | 24 | | | | | | | |
| Mb= | $(g' + q') L^2 / \beta =$ | 1542,75 | daNm | $\beta =$ | 24 | | | | | | | |
| Ta= | 3366 | daN | Tb = | 3366 | daN | | | | | | | |
| Tt = taglio massimo all'estremità del travetto=Ta - xt (Ta+Tb)/L= | | | | 3366 | daN | | | | | | | |

VERIFICA SEZIONE

IN CAMPATA

B

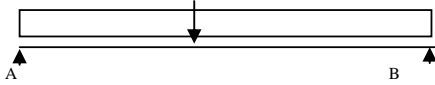
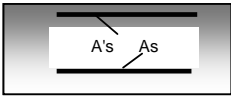
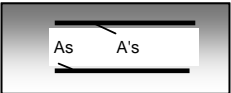
| | ø6 | ø5 | ø10 | ø12 | ø14 | ø16 | ø20 |  | |
|-----|----------|--------|-------------------|-----|--------|-------|--------|--|----------|
| A's | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | | |
| As | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 6 | 0 | b | |
| n | M [daNm] | T[daN] | B[cm] | | H [cm] | h[cm] | d'[cm] | As[cmq] | As'[cmq] |
| 15 | 4628,3 | 0 | 120 | | 21 | 19 | 2 | 12,06 | 0,00 |
| T | | | Asse neutro | | | = | 6,6 | cm | |
| | | | Mom. inerzia sez. | | | = | 40669 | cm^4 | |
| | | | sigma cls | | | = | 7,5 | MPa | <7,7 |
| | | | sigma Fe | | | = | 219 | MPa | <255 |

VERIFICA SEZIONE

APPOGGIO

| | ø5 | ø10 | ø12 | ø14 | ø16 | | | | |
|-----|---------|---------|--------------|-----|-------|-------|--------|----------|---------|
| As | 0 | 0 | 0 | 3 | 0 | | | | |
| A's | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | | | | |
| n | M[daNm] | T[daN]* | b[cm] | | H[cm] | h[cm] | h'[cm] | A's[cmq] | As[cmq] |
| 15 | 1542,75 | 3366,0 | 40 | | 21 | 19 | 2,0 | 4,62 | 12,06 |
| | | | Asse neutro | | | = | 4,8 | cm | |
| | | | Mom. inerzia | | | = | 16866 | cm^4 | |
| | | | sigma cls | | | = | 4,43 | MPa | <11 |
| | | | tau cls | | | = | 0,492 | MPa | <0,667 |
| | | | sigma Fe | | | = | 194,32 | MPa | <255 |

TRAVE 1 CAMPATA

| VERIFICA TRAVE IN C.A. | | | | | T4,0 | | | |
|--|----------------------------|----------|----------|--------------|--------|--------------------|---|----------|
| <div><div><div>g,q</div><div></div></div><div>L=5,5 mLs=0 m</div></div> | | | | | | | | |
| CARICHI: | g,q | [daN/m²] | Li[m] | g'.q'[daN/m] | | | | |
| peso proprio | g1 | 525,0 | 0,40 | 210 | | | | |
| solaio | g2 | 360,0 | 0,40 | 144 | | | | |
| permanenti | g3 | 60,0 | 0,40 | 24 | | | | |
| accidentali | q1 | 600,0 | 0,40 | 240,0 | | | | |
| | | 1545,0 | g'+q' = | | 618 | daN/m | | |
| CARICO CONCENTRATO | | | x= | 0 | m | P= | 0 | daN |
| CALCOLO SOLLECITAZIONI: | | | | | | | | |
| campata: | Mab=(g'+q') L²/ a + M(P) = | | | | | 2336,8 | daNm | a=8 |
| appoggi: | Ma= (g'+q')L²/β= | | | | | 1557,9 | daNm | β=12 |
| | Mb= (g'+q')L²/β= | | | | | 1557,9 | daNm | β=12 |
| sbalzo: | Ms= (g'+q')Ls²/β= | | | | | 0,0 | daNm | β=2 |
| | Ta= | | | | | 1699,5 | daN | |
| | Tb= | | | | | 1699,5 | daN | |
| | Tb+= | | | | | 0 | | |
| VERIFICA TRAVE IN C.A. - VERIFICHE - | | | | | | | | |
| VERIFICA SEZIONE IN CAMPATA | | | | | | BC | | |
| | ø8 | ø10 | ø12 | ø14 | ø16 | ø20 |  | |
| A's= | 0 | 0 | 0 | 0 | 3 | 0 | | |
| As= | 0 | 0 | 0 | 0 | 3 | 0 | | |
| n | M [daNm] | B [cm] | H [cm] | h [cm] | h'[cm] | As[cmq] | | As'[cmq] |
| 15 | 2336,8 | 35 | 21 | 19 | 2 | 6,03 | | 6,03 |
| Asse neutro | | | | = | 6,5 | cm | | |
| Mom. inerzia sez. | | | | = | 19168 | cm^4 | | |
| sigma cls | | | | = | 7,88 | MPa | | |
| sigma Fe | | | | = | 229,30 | MPa | | |
| VERIFICA SEZIONE IN APPOGGIO | | | | | | B- | | |
| | ø8 | ø10 | ø12 | ø14 | ø16 | ø20 |  | |
| A's= | 0 | 0 | 0 | 0 | 5 | 0 | | |
| As= | 0 | 0 | 0 | 0 | 3 | 0 | | |
| n | M [daNm] | T [daN] | B [cm] | H [cm] | h [cm] | h'[cm] | A's[cmq] | As[cmq] |
| 15 | 1557,9 | 1699,5 | 35 | 21 | 19 | 2 | 10,05 | 6,03 |
| Asse neutro | | | | = | 8,0 | cm | | |
| Mom. inerzia sez. | | | | = | 27470 | cm^4 | | |
| sigma cls | | | | = | 4,53 | MPa | | |
| τ cls | | | | = | 0,284 | MPa | | |
| sigma Fe | | | | = | 93,65 | MPa | | |
| armatura taglio | Staffe ø | 8 | se τ>Mpa | | 0,6 | δ<n Ast s 0.9h/T = | | |
| | nb= | 2 | se τ<MPa | | 0,6 | δ < 0,8h= | | |
| | | | | | | 26,29 cm | | |
| | | | | | | 15,2 cm | | |

6.- STRUTTURE VERTICALI – VERIFICA SISMICA

6.1 MODELLO FEM PER L'ANALISI STRUTTURALE

Gli interventi previsti sono stati progettati e verificati utilizzando un modello globale elastico lineare nello spazio dell'edificio. Il modello comprende la struttura muraria, i solai di piano e le fondazioni. La struttura muraria è stata modellata con elementi di tipo plate 4 e 3 nodi, mentre i solai e la struttura di fondazione con elementi di tipo beam. La modellazione dei solai di piano è stata realizzata con elementi beam svincolati alle estremità alle rotazioni a modellare le travi ed elementi tipo plate a modellare la cappa collaborante in c.a.. La struttura è stata vincolata in direzione verticale mediante suolo elastico alla Winckler. La costante di sottofondo del terreno è stata scelta pari a 2.5daN/cm³ in relazione alle caratteristiche del terreno di base.

I carichi verticali sono stati introdotti attribuendo:

- ai maschi murari un peso specifico pari a 2500kg/m³;
- alle piastre costituenti i solai di piano un peso specifico nullo (comprendendo il peso proprio nel carico successivamente attribuito)
- alle travi della copertura delle forze distribuite su unità di lunghezza [daN/m].

I carichi orizzontali sono stati introdotti come forze su unità di superficie per quel che riguarda gli impalcati di piano, mentre nel caso della copertura si è fatto ricorso sempre a forze distribuite su unità di lunghezza.

Il calcolo è stato condotto per le seguenti combinazioni di carico:

Statica Permanenti + Sovraccarichi Variabili

Sisma +X Permanenti + Sovraccarichi Variabili + Sisma lungo +X

Sisma -X Permanenti + Sovraccarichi Variabili + Sisma lungo -X

Sisma +Y Permanenti + Sovraccarichi Variabili + Sisma lungo +Y

Sisma -Y Permanenti + Sovraccarichi Variabili + Sisma lungo -Y

Nelle pagine a seguire si riportano in dettaglio i valori delle forze introdotte nel modello, un estratto del file di input del modello e i risultati relativi sotto forma di mappe a colori e la nomenclatura attribuita ai maschi murari oggetto di successiva verifica.

N.B.

L'analisi sismica delle strutture verticali viene condotta nel rispetto della L. n.64 del 02/02/1974, del D.M. 09/01/1996.

SPINTA DEL TERRENO APPLICATE AL MODELLO F.E.M.

Spinta orizzontale del terreno in condizioni statiche in funzione della profondità z.

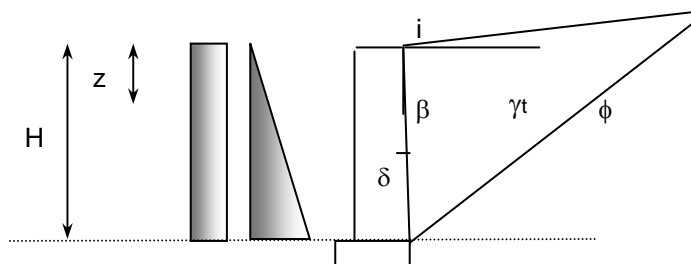
teoria di Coulomb

| | | | |
|------------|------|--------------------|------------------------------------|
| H | 325 | cm | altezza calcolo spinte attive |
| γ_t | 1900 | daN/mc | peso specifico terreno granulare |
| ϕ | 32 | grad | angolo attrito |
| δ | 0 | grad | attrito muro-terreno |
| β | 0 | grad | inclinazione superficie terra-muro |
| i | 0 | grad | inclinazione terreno a monte |
| q | 300 | daN/m ² | sovraccarico |

$$k_a = 0,307 -$$

$$\sigma_h = k_a(\gamma_t * z + q)$$

| z | σ_h |
|-------|---------------------|
| cm | daN/cm ² |
| - 25 | 0,024 |
| - 50 | 0,038 |
| - 75 | 0,053 |
| - 100 | 0,068 |
| - 125 | 0,082 |
| - 150 | 0,097 |
| - 175 | 0,111 |
| - 200 | 0,126 |
| - 225 | 0,141 |
| - 250 | 0,155 |
| - 275 | 0,170 |
| - 300 | 0,184 |
| - 325 | 0,199 |



Spinta orizzontale del terreno in condizioni sismiche in funzione della profondità z.

| | | | |
|------------|------|--------|------------------------------------|
| H | 325 | cm | altezza calcolo spinte attive |
| γ_t | 1900 | daN/mc | peso specifico terreno granulare |
| ϕ | 32 | grad | angolo attrito |
| δ | 0 | grad | attrito muro-terreno |
| β | 0 | grad | inclinazione superficie terra-muro |
| i | 0 | grad | inclinazione terreno a monte |

$$k_a = 0,307 -$$

$$F_a = 3083 \text{ daN/m}$$

$$q = 200 \text{ daN/m}^2$$

$$S_q = 200 \text{ daN/m}$$

$$C = 0,07 -$$

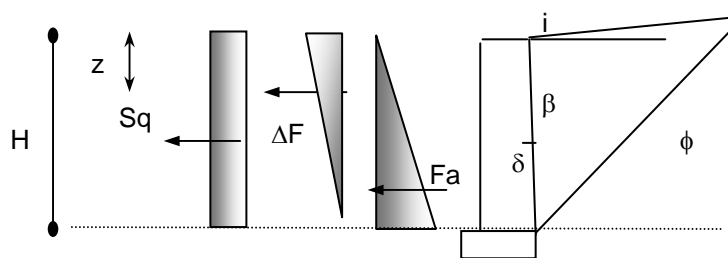
$$\theta = 0,070 \text{ rad}$$

$$A = 0,998 -$$

$$k_{as} = 0,310 -$$

$$F_{as} = 3107,4 \text{ daN/m}$$

$$\Delta F = 24 \text{ daN/m}$$



$$\sigma_h = k_a(\gamma_t * z + q) + \Delta F * 2 * (1 - z/H)$$

| | z | σ_h |
|---|-----|---------------------|
| | cm | daN/cm ² |
| - | 25 | 0,022 |
| - | 50 | 0,037 |
| - | 75 | 0,051 |
| - | 100 | 0,066 |
| - | 125 | 0,080 |
| - | 150 | 0,095 |
| - | 175 | 0,109 |
| - | 200 | 0,123 |
| - | 225 | 0,138 |
| - | 250 | 0,152 |
| - | 275 | 0,167 |
| - | 300 | 0,181 |
| - | 325 | 0,196 |

| FORZE SISMICHE | | | | portellone | | | |
|--------------------|------|-----|------|------------|-----|------------|-----------|
| QUOTA (m) su p.c. | | | | 2,60 | | | |
| solaio | L | D | sp | g | s | q | G+sQ |
| | m | m | | daN/mq | | daN/mq | daN |
| solaio | 12 | 3,2 | | 115 | 0,5 | 300 | 10176 |
| muri | 10 | 1,5 | 0,25 | 2500 | 1 | 0 | 9375 |
| muri | 11,5 | 1,5 | 0,25 | 2500 | 1 | 0 | 10781 |
| | | | | | | | |
| TOTALE | | | | | | W= | 30332 daN |
| C= | 0,07 | | | | | | |
| I= | 1,4 | | | | | | |
| R= | 1 | | | | | | |
| Fh = C R I W | | | | | | | |
| Forza sismica TOT. | | | | | | 2972,6 daN | |

| FORZE SISMICHE | | | | copertura | | | |
|--------------------|------|-----|----|-----------|------|--------|-----------|
| QUOTA (m) su p.c. | | | | 2,60 | | | |
| solaio | L | D | sp | g | s | q | G+sQ |
| | m | m | | daN/mq | | daN/mq | daN |
| solaio | 11 | 6,5 | | 550 | 0,50 | 300 | 50050 |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| TOTALE | | | | | | W= | 50050 daN |
| C= | 0,07 | | | | | | |
| I= | 1,4 | | | | | | |
| R= | 1 | | | | | | |
| Fh = C R I W | | | | | | | |
| Forza sismica TOT. | | | | | | 4904,9 | daN |

ESTRATTO MODELLO FEM

D.M. 96

Straus7

SOLVER UNITS:

Length: cm

Mass : kg

Force : kgf

Stress: kg/cm^2

MODEL FILE : "C:\AA - Progetti \STRUTTURE TUMULO 15-09-09 str.st7"

TOTALS:

Nodes : 1382

Beams : 386

Plate : 1245

Bricks: 0

Links : 0

FREEDOM CASE: "Freedom Case 1"

LOAD CASES: 1. "permanenti"

2. "statica"

3. "sisma y"

4. "sisma -y"

SUMMATION OF APPLIED LOADS [Beams]

| Case | FX | FY | FZ | MX | MY | MZ | Case Name |
|------|--------------|--------------|--------------|--------------|--------------|-------------|--------------|
| 1 | -7.03934E-04 | -8.46532E-05 | -1.24529E+04 | 5.68434E-14 | -5.68434E-14 | 0.00000E+00 | "permanenti" |
| 3 | -2.53131E-13 | 2.55771E+03 | -4.30767E-14 | -2.84217E-14 | 1.08802E-14 | 1.42109E-14 | "sisma y" |
| 4 | 5.26523E-14 | -2.99346E+03 | 6.82787E-15 | -4.26326E-14 | 2.22045E-16 | 5.68434E-14 | "sisma -y" |

SUMMATION OF APPLIED LOADS [Plates]

| Case | FX | FY | FZ | MX | MY | MZ | Case Name |
|------|--------------|--------------|--------------|--------------|--------------|--------------|--------------|
| 1 | 1.92836E-13 | -1.26167E-13 | -4.99240E+04 | -2.75495E-10 | 6.77273E-11 | 1.71984E-17 | "permanenti" |
| 2 | 1.04969E+04 | -8.18384E+03 | -3.59994E-01 | -2.88691E+00 | 3.63084E+00 | 3.39340E+01 | "statica" |
| 3 | 1.19540E+04 | 1.73988E+04 | 2.41585E+00 | 6.92801E+00 | -4.76015E+00 | -2.05322E+01 | "sisma y" |
| 4 | -2.83984E+03 | -2.39338E+04 | 1.56253E+01 | 1.14697E+01 | -1.32597E+00 | 3.50131E+01 | "sisma -y" |

SUMMATION OF APPLIED LOADS [Total]

| Case | FX | FY | FZ | MX | MY | MZ | Case Name |
|------|--------------|--------------|--------------|--------------|--------------|--------------|--------------|
| 1 | -7.03934E-04 | -8.46532E-05 | -9.25769E+04 | -2.75438E-10 | 6.76705E-11 | 1.71984E-17 | "permanenti" |
| 2 | 1.04969E+04 | -8.18384E+03 | -3.59994E-01 | -2.88691E+00 | 3.63084E+00 | 3.39340E+01 | "statica" |
| 3 | 1.19540E+04 | 2.24565E+04 | 2.41585E+00 | 6.92801E+00 | -4.76015E+00 | -2.05322E+01 | "sisma y" |
| 4 | -2.83984E+03 | -2.94273E+04 | 1.56253E+01 | 1.14697E+01 | -1.32597E+00 | 3.50131E+01 | "sisma -y" |

SUMMATION OF APPLIED LOADS [Load Vector]

| Case | FX | FY | FZ | MX | MY | MZ | Case Name |
|------|--------------|--------------|--------------|--------------|--------------|--------------|--------------|
| 1 | -6.04550E-04 | 1.99636E-05 | -9.25769E+04 | -2.75632E-10 | 6.73234E-11 | 1.71984E-17 | "permanenti" |
| 2 | 1.04137E+04 | -8.13453E+03 | -3.59994E-01 | -2.88691E+00 | 3.63084E+00 | 3.39340E+01 | "statica" |
| 3 | 1.19435E+04 | 2.24411E+04 | 2.41585E+00 | 6.92801E+00 | -4.76015E+00 | -2.05322E+01 | "sisma y" |
| 4 | -2.83751E+03 | -2.94070E+04 | 1.56253E+01 | 1.14697E+01 | -1.32597E+00 | 3.50131E+01 | "sisma -y" |

SUMMATION OF MOMENTS OF APPLIED LOADS ABOUT THE ORIGIN [Load Vector]

| Case | MXo | MYo | MZo | Case Name |
|------|--------------|--------------|--------------|--------------|
| 1 | 7.54693E+08 | 7.19904E+08 | -4.72980E+00 | "permanenti" |
| 2 | 7.41755E+07 | 9.50467E+07 | 1.93026E+07 | "statica" |
| 3 | -2.06950E+08 | 1.09924E+08 | 2.70170E+08 | "sisma y" |
| 4 | 2.70847E+08 | -2.62435E+07 | -2.53624E+08 | "sisma -y" |

Maximum and minimum pivots: 5.6021E+10(Node 722_RZ), 3.3883E+04(Node 160_DY).

MAXIMUM DISPLACEMENT MAGNITUDES

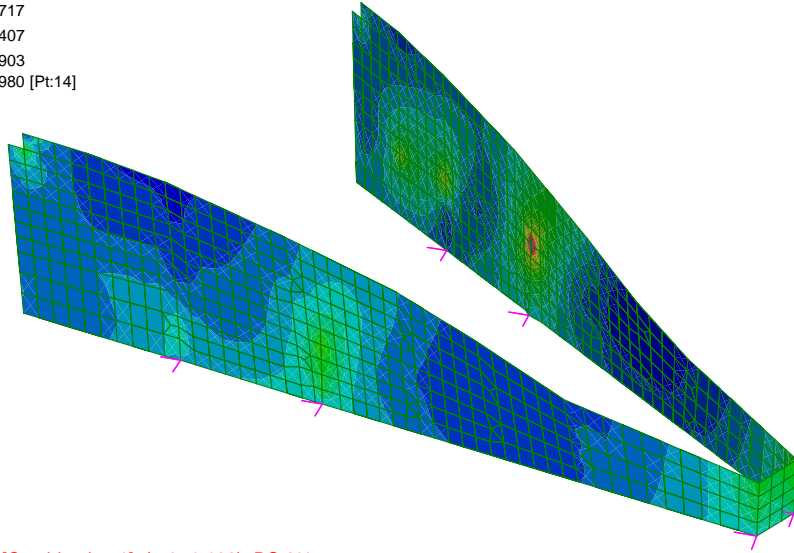
| Case | DX | DY | DZ | RX | RY | RZ | Case Name |
|------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|--------------|
| 1 | 1.52990E-01 | 1.32215E-01 | 5.81778E-01 | 1.40255E-03 | 1.98796E-03 | 4.88619E-05 | "permanenti" |
| 2 | 2.14655E-02 | 9.64553E-02 | 2.13765E-02 | 3.16259E-04 | 1.79779E-04 | 3.07624E-04 | "statica" |
| 3 | 1.48642E-01 | 3.28361E-01 | 1.27905E-01 | 1.29153E-03 | 6.17692E-04 | 6.26209E-04 | "sisma y" |
| 4 | 1.65533E-01 | 4.34504E-01 | 1.52516E-01 | 1.68578E-03 | 6.79939E-04 | 6.77811E-04 | "sisma -y" |

DIRECT SUMMATION OF REACTION FORCES

| Case | FX | FY | FZ | MX | MY | MZ | Case Name |
|------|--------------|--------------|--------------|--------------|--------------|--------------|--------------|
| 1 | 4.47433E+03 | -1.72243E+03 | -6.68248E-07 | -1.63737E-06 | -7.08337E-07 | -1.26386E-07 | "permanenti" |
| 2 | -1.05152E+04 | 8.16196E+03 | -9.57545E-09 | -1.25915E-07 | 2.15218E-08 | -2.31217E-07 | "statica" |
| 3 | -1.19513E+04 | -2.21555E+04 | 8.07183E-08 | 9.12090E-08 | -6.69042E-07 | 2.53975E-07 | "sisma y" |
| 4 | 2.80306E+03 | 2.90911E+04 | -7.80155E-08 | -3.51119E-07 | 2.30687E-07 | 3.94201E-08 | "sisma -y" |

Plate Moment:xx (kgf.cm/cm)

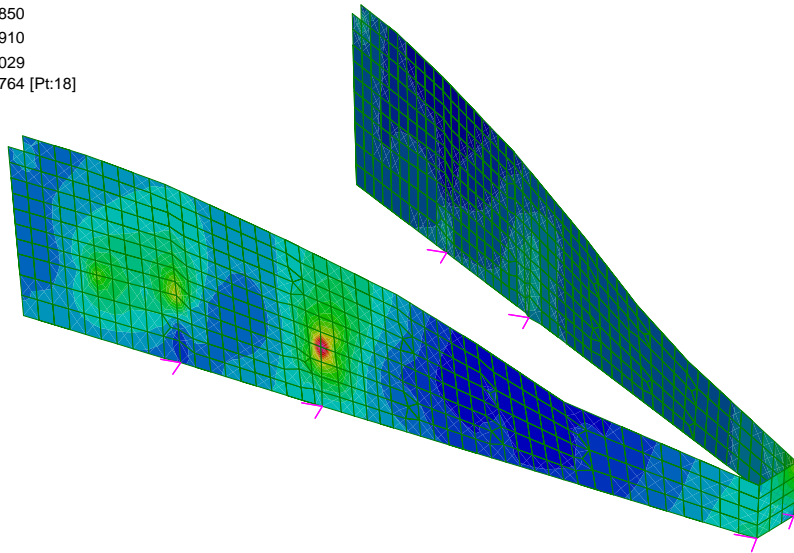
6087,9570 [Pt:376]
5010,3337
3573,5027
2136,6717
699,8407
-736,9903
-1096,1980 [Pt:14]



5: p+s+s y [Combination 1] (-59,-1,162) DS:0%

Plate Moment:xx (kgf.cm/cm)

8639,8935 [Pt:641]
7127,6730
5111,3790
3095,0850
1078,7910
-937,5029
-1441,5764 [Pt:18]



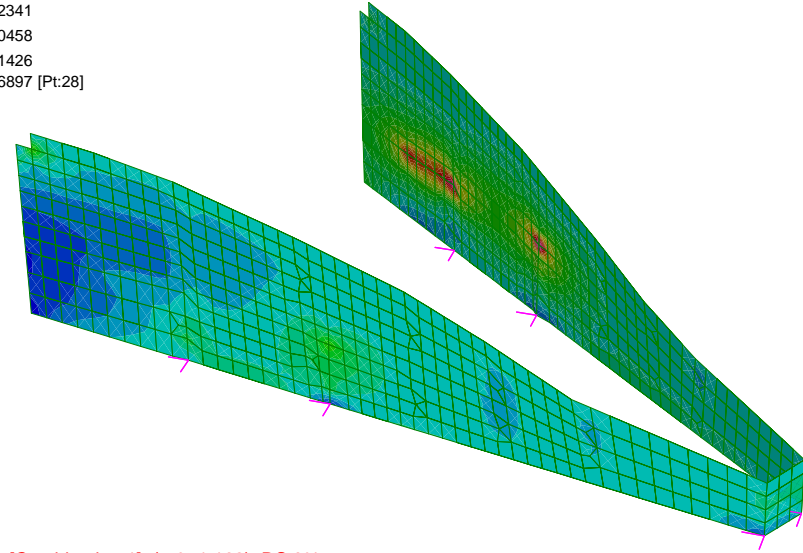
6: p+s+s-y [Combination 2] (-59,-1,162) DS:0%

PARETI ESTERNE IN C.A.

Straus7 Release 2.2.3

Plate Moment:yy (kgf.cm/cm)

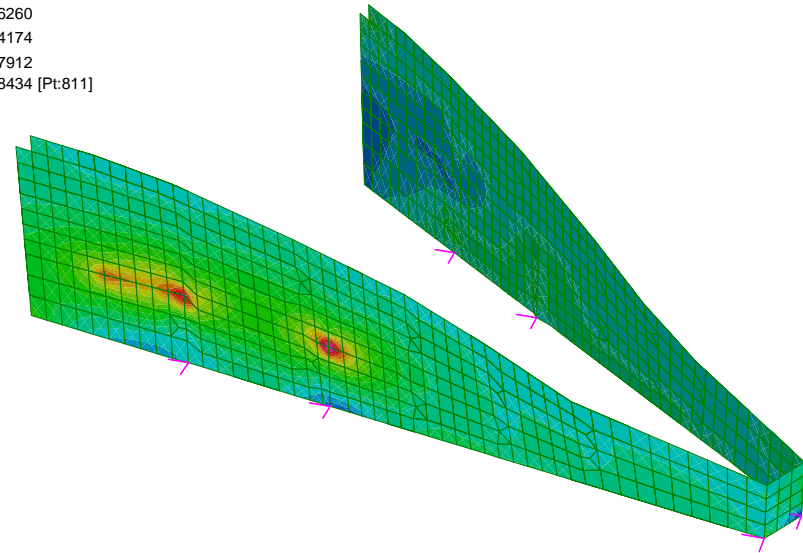
5813,2521 [Pt:376]
4701,6108
3219,4225
1737,2341
255,0458
-1227,1426
-1597,6897 [Pt:28]



5: p+s+s y [Combination 1] (-59,-1,162) DS:0%

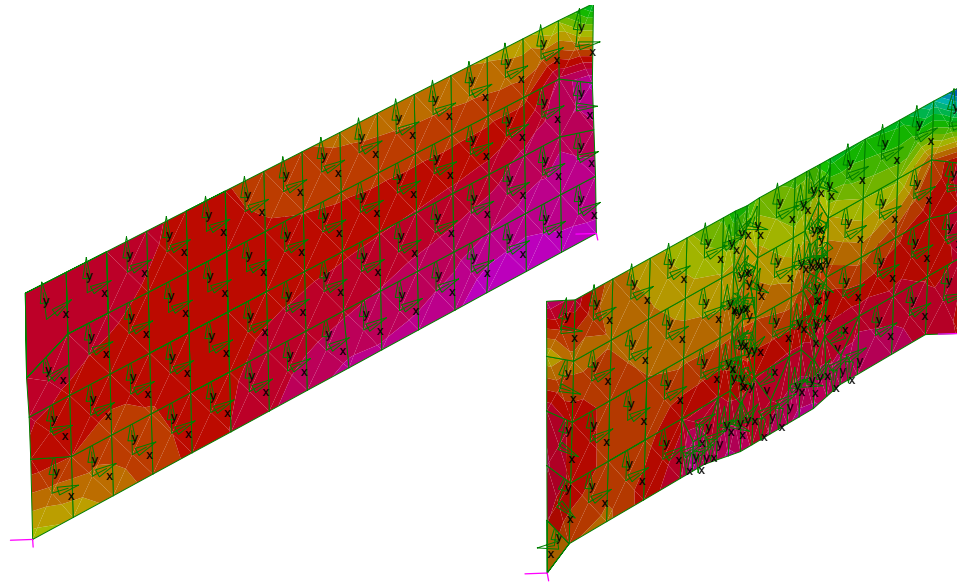
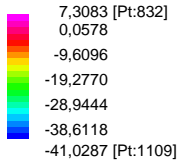
Plate Moment:yy (kgf.cm/cm)

8713,1997 [Pt:641]
6979,0432
4666,8346
2354,6260
42,4174
-2269,7912
-2847,8434 [Pt:811]



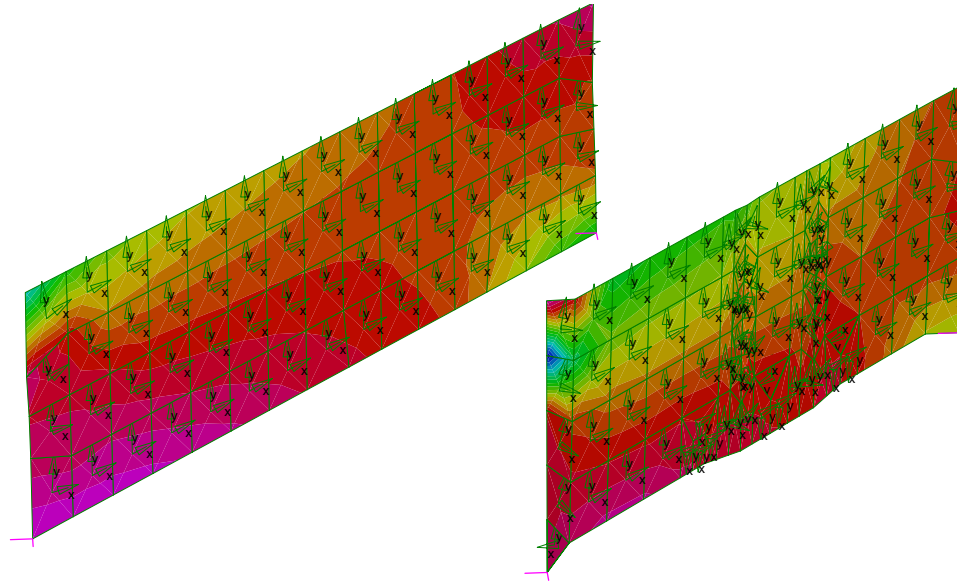
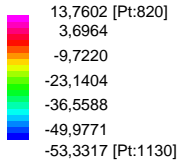
6: p+s+s-y [Combination 2] (-59,-1,162) DS:0%

Plate Stress:xx Mid plane (kg/cm²)



5: p+s+s y [Combination 1] (-72,0,-175) DS:0%

Plate Stress:xx Mid plane (kg/cm²)



6: p+s+s-y [Combination 2] (-72,0,-175) DS:0%

pareti interne

Straus7 Release 2.2.3



parete filo Y3

diagramma trazione

$D = \text{cm}$

30

| | | | |
|---------------------------------|-----------|-----------|-----------|
| $\phi 8$ | $\phi 12$ | $\phi 16$ | $\phi 20$ |
| 0 | 0 | 4 | 0 |
| As= | | 8,04 | cmq |
| risultante trazioni: | | | |
| $N=(\sigma_m+\sigma_M)D\cdot s$ | | 10320 | daN |
| $\sigma=$ | | 128,4 | MPa |

$$\sigma_{\max} = 13,76 \text{ daNcm}^2$$
$$\sigma_{\min} = 13,76 \text{ daNcm}^2$$

spessore parete

s= cm **25**

parete filo Y2

diagramma trazio

$D = \text{cm}$

30

| | | | |
|--------------------------------------|-----------|-----------|-----|
| $\phi 8$ | $\phi 24$ | $\phi 16$ | |
| 0 | 0 | 4 | |
| As= | | 8,04 | cmq |
| risultante trazioni: | | | |
| $N= (\sigma_m + \sigma_M) D \cdot s$ | | 5475 | daN |
| $\sigma =$ | | 68.1 | MPa |

$$\sigma_{\max} = \boxed{7,30} \text{ daNcm}^2$$
$$\sigma_{\min} = 7,30 \text{ daNcm}^2$$

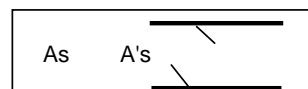
spessore parete

s= cm **25**

$$M_{xx}$$

sollecitazioni desunte dal calcolo f.e.m.

| | $\phi 8$ | $\phi 10$ | $\phi 12$ | $\phi 14$ | $\phi 16$ | $\phi 20$ |
|------|-------------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|
| As= | 6,66 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| A's= | 6,66 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |

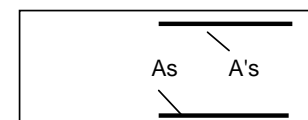


| n | M [daNm] | B [cm] | H [cm] | h [cm] | h'[cm] | A's[cmq] | As[cmq] |
|----|-------------|------------|-----------|--------|--------|----------|---------|
| 15 | 1441 | 100 | 25 | 23 | 2 | 3.33 | 3.33 |

| | | |
|--------------|---|-----------------------|
| Asse neutro | = | 4,1 cm |
| Mom. inerzia | = | 20360 cm ⁴ |
| sigma cls | = | 2,90 MPa |
| sigma Fe | = | 200,68 MPa |

sollecitazioni desunte dal calcolo f.e.m.

| | ø8 | ø10 | ø12 | ø14 | ø16 | ø20 |
|------|-------------|-----|-----|-----|----------|-----|
| As= | 6,66 | 0 | 0 | 0 | 2 | 0 |
| A's= | 6,66 | 0 | 0 | 0 | 2 | 0 |

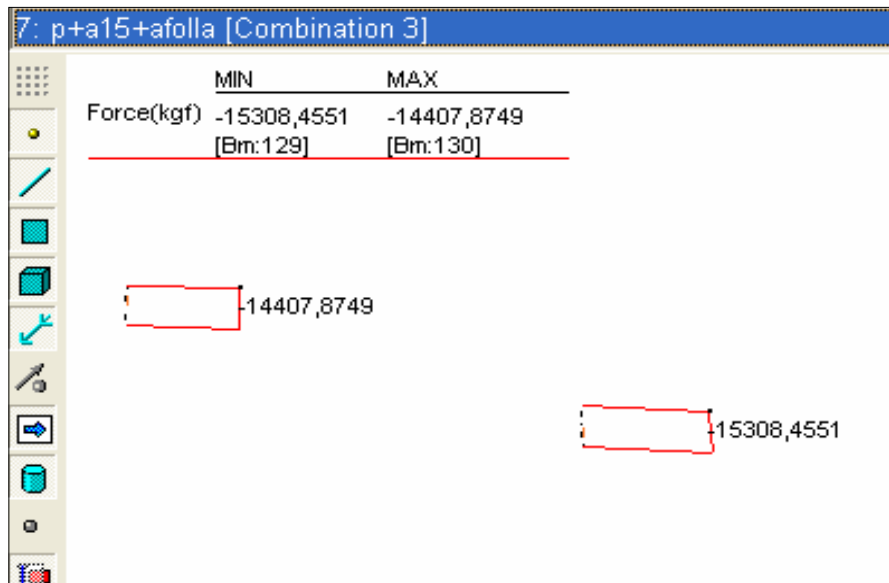


| n | M[daNm] | T[daN] | B [cm] | H [cm] | h[cm] | h'[cm] | As[cmq] | A's[cmq] |
|----|---------|--------|--------|--------|-------|--------|---------|----------|
| 15 | 3124 | 6750 | 100 | 25 | 23 | 2 | 7,35 | 3,33 |

| | | |
|--------------|---|-----------------------|
| Asse neutro | = | 5,9 cm |
| Mom. inerzia | = | 41877 cm ⁴ |
| sigma cls | = | 4,38 MPa |
| tau cls | = | 0,32 MPa |
| sigma Fe | = | 197,03 MPa |

| | | | | |
|----------------------|---|-----------|----------|---------|
| Staffe \varnothing | 8 | , passo < | 0,8 hu = | 18,8 cm |
| nb= | 2 | | | |

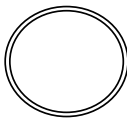
| VERIFICA setti | | RETTANGOLARE | | | | Myy | |
|---|----------|--------------|--------|----------|------------|----------|---------|
| sollecitazioni desunte dal calcolo f.e.m. | | | | | | | |
| As= | ø8 | ø10 | ø12 | ø14 | ø16 | ø20 | |
| A's= | 6,66 | 0 | 0 | 0 | 2 | 0 | |
| n | M [daNm] | B [cm] | H [cm] | h [cm] | h'[cm] | A's[cmq] | As[cmq] |
| 15 | 2891 | 100 | 25 | 23 | 2 | 7,35 | 7,35 |
| | | Asse neutro | | = | 5,5 cm | | |
| | | Mom. inerzia | | = | 40659 cm^4 | | |
| | | sigma cls | | = | 3,94 MPa | | |
| | | sigma Fe | | = | 186,22 MPa | | |
| sollecitazioni desunte dal calcolo f.e.m. | | | | | | | |
| As= | ø8 | ø10 | ø12 | ø14 | ø16 | ø20 | |
| A's= | 0 | 0 | 0 | 0 | 6 | 0 | |
| n | M[daNm] | T[daN] | B [cm] | H [cm] | h[cm] | h'[cm] | As[cmq] |
| 15 | 4000 | 6750 | 100 | 25 | 23 | 2 | 12,06 |
| | | Asse neutro | | = | 6,9 cm | | |
| | | Mom. inerzia | | = | 63870 cm^4 | | |
| | | sigma cls | | = | 4,34 MPa | | |
| | | tau cls | | = | 0,32 MPa | | |
| | | sigma Fe | | = | 155,51 MPa | | |
| Staffe ø | 8 | , passo < | | 0.8 hu = | | 18,8 cm | |
| nb= | 2 | | | | | | |



VERIFICA ASTE COMPRESSE

tubo 108 sp=8mm

SOLLECITAZIONI



| N | 15310,0 | daN |
|---|---------|-----|
| | | |
| | | |
| | | |

CARATTERISTICHE DELLA SEZIONE

tubo f=108mm / sp.=8 mm

| A | λ M | ω |
|------|-------------|----------|
| cmq | | |
| 25,1 | 85 | 1,69 |

| | J | L | β | i | W | λ |
|---|-----------------|-----|---------|------|-----------------|-----------|
| | cm ³ | cm | | cm | cm ³ | |
| X | 632 | 300 | 1 | 3,55 | 58,5 | 84,5 |
| Y | 632 | 300 | 1 | 3,55 | 58,5 | 84,5 |

$$\sigma = \omega \times \frac{N}{A} < \sigma_{adm}$$

 $\sigma = 103,08$

=

103,08 MPa < 281MPa

7.- FONDAZIONI

Sulla base delle dimensioni e delle armature riportate negli elaborati grafici di progetto e dei risultati del modello FEM in termini di momenti e tagli relativi alle travi di fondazioni viene condotta la verifica di queste ultime. Le tensioni sul terreno, derivanti dall'analisi FEM (ottenuti moltiplicando il valore dello spostamento verticale per la costante di sottofondo di Winckler, pari a 2.5 daN/cm^3 : valore massimo della tensione trasmessa al terreno di circa $0.4468 \cdot 2.5 = 1.12 \text{ daN/cm}^2$) risultano in ogni caso inferiori al valore ammissibile di circa 2.04 daN/cm^2 (come riportato al punto IV.- RELAZIONE GEOTECNICA E SULLE FONDAZIONI per una fondazione di $B=50\text{cm}$).

Per la fondazione 6.f le pressioni in fondazione risultano di 0.75 (valore medio) $\cdot 2.5 = 1.875 \text{ daN/cm}^2$ che risulta inferiore al valore ammissibile di 2.32 daN/cm^2 (come riportato al punto IV.- RELAZIONE GEOTECNICA E SULLE FONDAZIONI per una fondazione di $B=80\text{cm}$).

Beam Disp:DZ (cm)

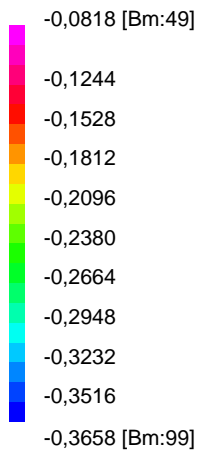
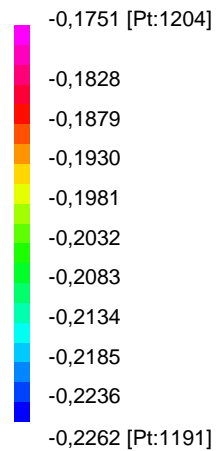
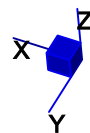
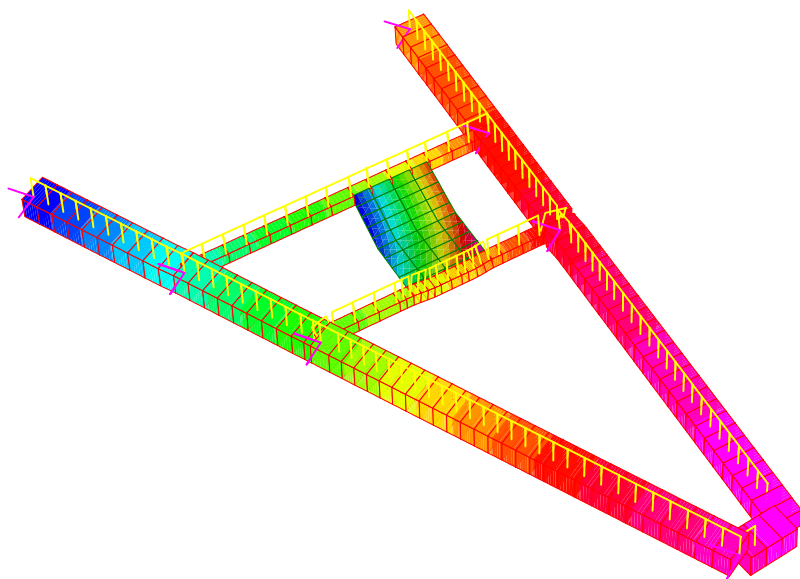
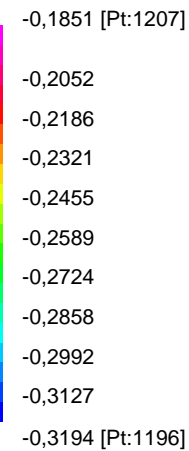
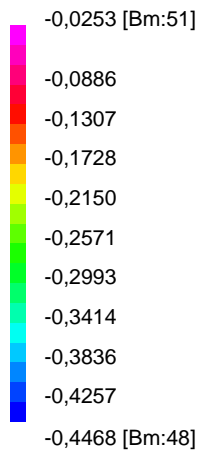


Plate Disp:DZ (cm)



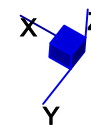
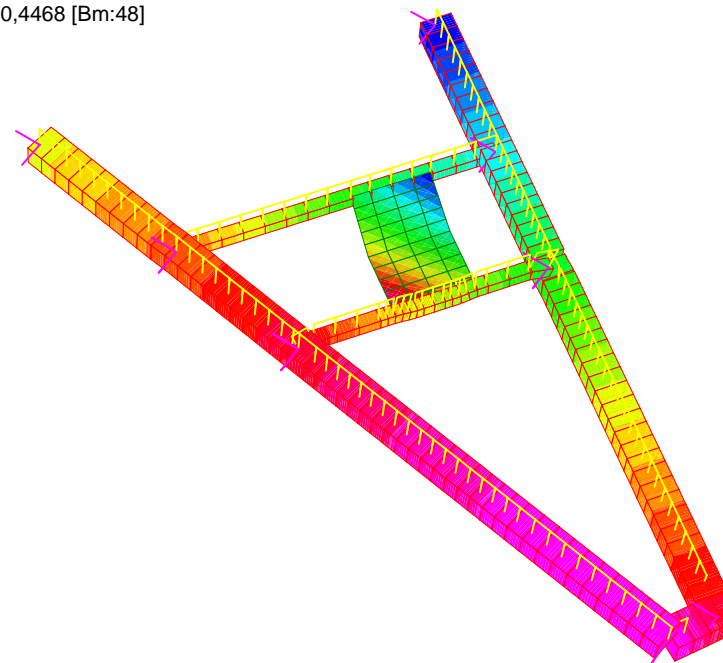
Beam Disp:DZ (cm)



5: p+s+s y [Combination 1] (-42,-4,154) DS:0%

fondazioni

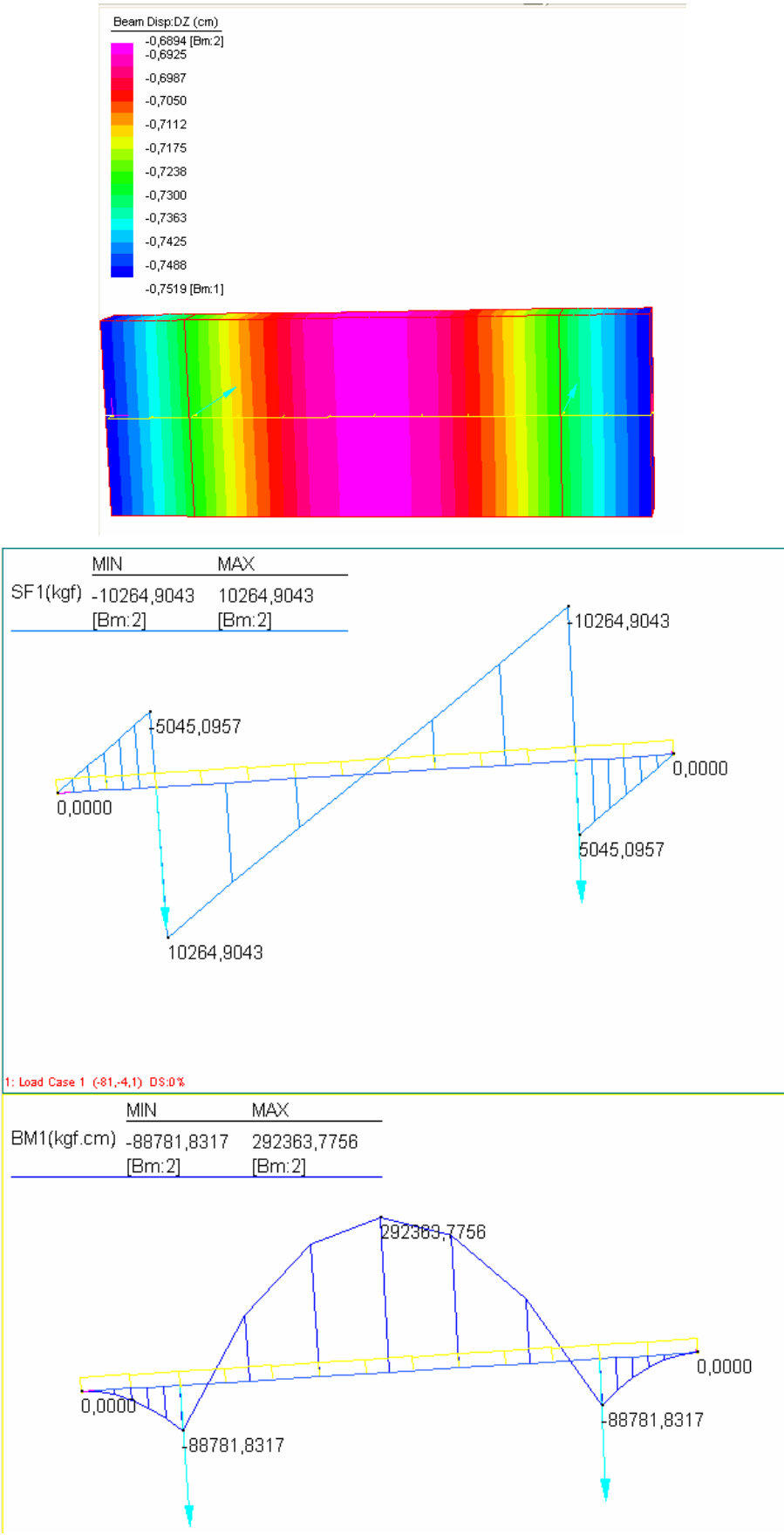
Straus7 Release 2.2.3

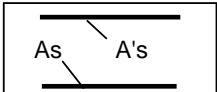
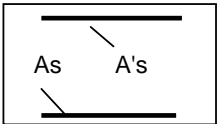


6: p+s+s-y [Combination 2] (-33,3,147) DS:0%

FONDAZIONE 6.F

Per la fondazione 6.f le pressioni in fondazione risultano di 0.75 (valore medio)*2.5=1.875 daN/cm² che risulta inferiore al valore ammissibile di 2.32 daN/cm²



| Fondazioni | | | | | | | 6.f | | |
|---|-------------|--------------|-----------|--------------|-----------|------------------|---|----------|----------|
| sollecitazioni desunte dal calcolo f.e.m. | | | | | | | | | |
| | ø8 | ø10 | ø12 | ø14 | ø16 | ø20 |  | | |
| As= | 0 | 0 | 0 | 0 | 4 | 0 | | | |
| A's= | 0 | 0 | 0 | 0 | 4 | 0 | | | |
| n | M [daNm] | | B [cm] | | H [cm] | h [cm] | h'[cm] | A's[cmq] | As[cmq] |
| 15 | 2923 | | 70 | | 20 | 17 | 3 | 8,04 | 8,04 |
| | | | | Asse neutro | = | 5,5 cm | | | |
| | | | | Mom. inerzia | = | 20584 cm^4 | | | |
| | | | | sigma cls | = | 7,87 MPa | | | |
| | | | | sigma Fe | = | 244,05 MPa | | | |
| Fondazioni | | | | | | | | | |
| sollecitazioni desunte dal calcolo f.e.m. | | | | | | | | | |
| | ø8 | ø10 | ø12 | ø14 | ø16 | ø20 |  | | |
| As= | 0 | 0 | 0 | 0 | 4 | 0 | | | |
| A's= | 0 | 0 | 0 | 0 | 4 | 0 | | | |
| n | M[daNm] | T[daN] | B [cm] | | H [cm] | h[cm] | h'[cm] | As[cmq] | A's[cmq] |
| 15 | 888 | 10265 | 70 | | 20 | 17 | 3,0 | 8,04 | 8,04 |
| | | | | Asse neutro | = | 5,5 cm | | | |
| | | | | Mom. inerzia | = | 20584 cm^4 | | | |
| | | | | sigma cls | = | 2,39 MPa | | | |
| | | | | tau cls | = | 0,96 MPa | | | |
| | | | | sigma Fe | = | 74,14 MPa | | | |
| Staffe ø | 12 | | | | | n Ast s 0.9h/T = | | | 17,5 cm |
| nb= | 4 | | | | | | | | |

VI.- RIFERIMENTI NORMATIVI E BIBLIOGRAFICI

NORME GENERALI

/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. 16/01/1996 Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche.

CARICHI E SOVRACCARICHI

/4/- D.M. LL.PP. 16/01/96 Norme Tecniche relative ai “Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi”.

/5/- C.N.R. Consiglio Nazionale delle Ricerche - 10012/81-85. Istruzioni per la valutazione delle azioni sulle costruzioni.

/6/- Circ. Min. LL.PP. 04/07/1996 n.156 AA.GG./STC, Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi" di cui al decreto 16/01/96.

/7/Circ. Min. LL. PP. 10/04/1997 n.65/AA.GG. Istruzioni per l'applicazione delle norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche di cui al D.M. 16/01/1996.

COSTRUZIONI IN C.A.- C.A.P.- METALLICHE

/8/-D.M. 09/01/1996, Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in c.a. e c.a.p. e per le strutture metalliche.

/9/- EUROCODICE No 2
design of concrete structures

/10/- EUROCODICE No 3
design of steel structures

/11/- CNR - 10011-85 Costruzioni di acciaio: Istruzioni per il calcolo, l'esecuzione, il collaudo e la manutenzione.

EDIFICI IN MURATURA

/15/- A. Di Tommaso, PROBLEMI DI ANALISI DEI MATERIALI nell'ambito del ripristino e adeguamento antisismico degli edifici. XIV convegno Associazione Ingegneri della provincia di Bologna

/16/ D.M. 20/11/1987: Norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo degli edifici in muratura e per il loro consolidamento; G.U. n.141 5/12/87.

/17/ C. GAVARINI, A.PAOLONE , Indagini parametriche sulla resistenza delle azioni laterali di telai piani tamponati, INGEGNERIA SISMICA, gennaio aprile 1991.

/18/ Giuriani E.- Gattesco N.- Del Piccolo M.- Experimental tests on the shear behavior of dowels connecting concrete slabs to stone masonry walls, Materials and structures, RILEM, 1993, 0025-5432/1993.

/19/ Del Piccolo M. - Giuriani E. - Marchina E. Studio sperimentale sulle connessioni solaio-parete mediante ancoraggi iniettati, Università degli Studi di Brescia, Technical Report, N.2, 1999, Brescia

/20/ Miha Tomazevic – Earthquake-Resistant Design of Masonry Buildings, Imperial College Press. Vol. 1

/21/ Il comportamento strutturale delle murature nelle zone terremotate dell'Umbria: alcune sperimentazioni, INGEGNERIA SISMICA, settembre-dicembre 2000.

/22/ R. Lancellotta, J. Calavera, Fondazioni, McGraw-Hill, 1999.

/23/ J.E. Bowles, Fondazioni – Progetto e Analisi McGraw-Hill, 1991.