

Fwd: Chiarimento installazione strutture.

✕ ELIMINA

← RISPONDI

⇐ RISPONDI A TUTTI

→ INOLTRA

...



PEC G&G PARTNERS <gegpartners@pec.intred.it>

Contrassegna come non letto

mer 22/02/2017 11:15

A: Sisma 2016;

Cc: Giuseppe Fiaschetti;

@ 1 allegato

sez
cordolo.pdf

Spettabile Ente,

allegato alla presente inviamo il disegno della sezione del cordolo
che per errore non era stato allegato alla precedente comunicazione.

Cordiali saluti.

----- Messaggio Inoltrato -----

Oggetto: Chiarimento installazione strutture.

Data: Tue, 14 Feb 2017 12:44:39 +0100

Mittente: PEC G&G PARTNERS <gegpartners@pec.intred.it>

A: GIUNTA REGIONALE D'ABRUZZO CENTRO OPERATIVO REGIONALE
<sisma2016@regione.abruzzo.it>

CC: Iago Gallina <iago.gallina@gmail.com>

Spettabile Ente,

L'installazione delle strutture modello tunnel vengono fissate al suolo tramite dei picchetti inseriti nel terreno, non è assolutamente imputabile all'azienda fornitrice né installatrice la risoluzione del problema della roccia. È onere dell'azienda che si incarica di eseguire le piazzole di controllare il sito e di comunicare eventuali anomalie, roccia nel sottosuolo, presenza di linee elettriche, acquedotti o qualsiasi vincolo che può creare problemi all'installazione successiva. Nel caso di presenza di roccia nel sottosuolo l'azienda fornitrice sostituisce a suo carico (per collaborare) i picchetti di fondazione con delle idonee piastre, barre filettate e resina chimica. Come già accaduto nelle Marche e in Lazio le regioni si sono organizzate facendo fare dei cordoli come da disegno allegato senza nessun tipo di discussione o contestazione visto la semplicità e la coerenza della questione, si può altrimenti cambiare il luogo di

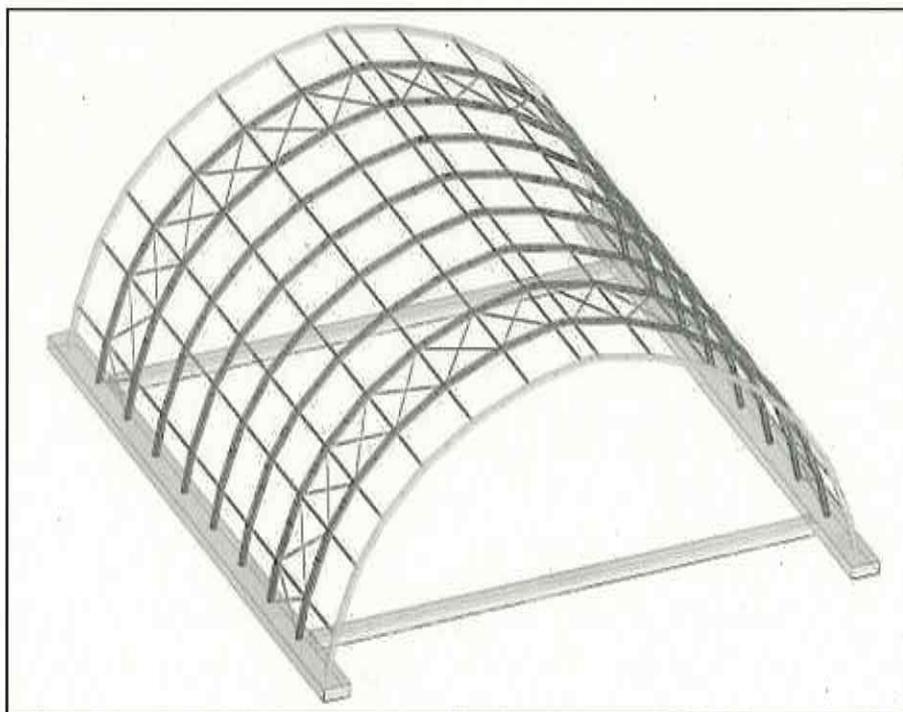
Distinti saluti.

GeG

RELAZIONE di CALCOLO GENERALE

ai sensi dell'Art.10.1 del D.M.14 gennaio 2008,
Circolare 2 febbraio 2009, n.617, C.S.LL.PP,
e articolo 93, commi 3, 4 e 5 del d.p.r. 380/2001

TUNNEL ad ARCO 12,00x13,50 su FONDAZIONI in C.A. con TRAVI di COLLEGAMENTO in C.A.



Verificato per Tr =10 anni

Committente: Rif.D.L.n°50/2016 Art.76 Com.5
Det. n°G13316 del 10/11/2016

PROGETTISTA

DIRETTORE dei LAVORI



Alberto Cavestro

INDICE

A.	DESCRIZIONE SOMMARIA	pag. III
B.	NORMATIVA di RIFERIMENTO	pag. IV
C.	ANALISI dei CARICHI	pag. V
D.	MATERIALI.....	pag. XI
E.	VERIFICHE COLLEGAMENTI.....	pag. XIII

A. DESCRIZIONE SOMMARIA

Le opere oggetto della presente relazione consistono nella realizzazione di un manufatto in acciaio a forma di tunnel ad arco di dimensioni pari a 12,00 m (larghezza) ed estensione longitudinale pari a 13,50 (l'estensione può cambiare in base all'effettivo numero di portali).

La struttura è costituita da portali ad arco distanziati a passo costante di 1,50 m, per un totale di 10 portali (il numero di portali può variare in base all'effettiva necessità).

La struttura ad arco è costituita da elementi a tubo calandrato di sezione 100x100x3 (S250 GD), collegati a tratti tramite opportune giunzioni bullonate.

Tra gli archi verranno posti elementi di collegamento di sezione a "C" 40x20x10x2 (S250).

La copertura è costituita da un telo fisso in PVC tirantato.

La struttura deve essere controventata mediante croci di Sant'Andrea in piatti d'acciaio 30x5 (S250).

I campi controventati devono essere posti almeno ogni 9,00 m.

Le fondazioni sono costituite da travi rovescie di sezione 0,60 m x 0,30 m (armate con 6+6 barre diametro 14 mm e staffe diametro 8 mm e passo 20 cm), su letto di magrone di spessore 10 cm.

Il collegamento delle travi è affidato a travi trasversali in c.a. (0x30 m x 0x30 m, armate con 2+2 barre diametro 14 mm e staffe diametro 8 mm, passo 20 cm).

Il collegamento trave in c.a. – travi trasversali in c.a. è affidato a spinotti diametro 14 mm (vedi allegati).

Per ogni ulteriore dettaglio geometrico vedasi il tabulato del programma di calcolo e i relativi disegni esecutivi.

Per tutte le strutture, le sollecitazioni e le relative verifiche sono state calcolate con i consueti metodi delle S.d.C, mediante l'uso dell'elaboratore elettronico, adottando uno schema statico a telaio spaziale (Programma di Calcolo Strutturale "SismiCad v 12.8" della Concrete S.r.l. – PD).

Nella presente relazione si forniscono le risultanze di calcolo relative alle strutture di maggior interesse, avvertendo che per le rimanenti sono stati adottati gli stessi criteri di sicurezza e che tutte le verifiche di stabilità risultano effettuate in ottemperanza alla legislazione vigente e in riferimento alla Norma UNI EN1090.

B. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Per il dimensionamento e la verifica delle strutture, in acciaio, ci si è attenuti alle prescrizioni dettate dalla normativa vigente in materia.

Si citano in particolare:

- Legge n.1086 del 05.11.1971;
"Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica".
- Legge n.64 del 02.02.1974;
"Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche".
- D.M. 14 Gennaio 2008;
"Norme tecniche per le costruzioni".
- Circolare 2 Febbraio 2009 n.617 C.S.LL.PP.;
"Istruzioni per l'Applicazione delle Norme Tecniche per le Costruzioni".
- Eurocodice 1 (Azioni) ed Eurocodice 8 (Acciaio) con Annex relativi
- Norma UNI13782
- Norma UNI EN1090 (Esecuzione Strutture di Acciaio e Alluminio)
- e successivi aggiornamenti.

C. ANALISI DEI CARICHI

I carichi e le azioni di base per il calcolo degli elementi strutturali (colonne, travi ed elementi di collegamento) sono stati stabiliti pari a :

- Azioni Permanenti:

- Telo in PVC: 1 daN/mq

- Azioni Variabili:

Inoltre, si specifica che il manufatto in oggetto, è da considerarsi calcolato e, quindi, verificato per azioni variabili (neve e vento), riferite ad un periodo di ritorno T_r pari a 10 anni.

- Azione Variabile Neve:

Per il valore di carico al suolo si considera il D.M.2008 e si fa riferimento alla zona di installazione del manufatto (Comune di Amatrice, in provincia di Rieti con altitudine di riferimento pari a circa 950 m.s.m.) appartenente alla zona III, con un carico caratteristico al suolo pari a 250 daN/mq.

Secondo l'Appendice D della sopra descritta Norma UNI EN 1991-1-3 - Annex D, anche il periodo di ritorno T_r fissato a 10 anni, permette la riduzione del carico neve al suolo (valore normativo, convenzionalmente riferito ad un T_r pari a 50 anni).

La formula D.1 per la riduzione di carico al suolo è:

$$S_n / S_k = (1 - V * 2,449 / \pi * (\ln(-\ln(1 - P_n)) + 0,57722)) / (1 + 2,5923 * V)$$

Dove S_k è il valore del carico neve al suolo riferito ad un T_r pari a 50 anni.

S_n è il carico neve ridotto per uno specifico T_r di n anni.

P_n è la probabilità annuale di superamento pari a circa $1/n$.

V è il coefficiente di variazione della serie dei massimi annuali del carico della neve, variabile da 0.2 a 0.6.

Il valore del coefficiente V si può assumere pari a 0,50 in assenza di dati più precisi.

Ponendo cautelativamente $V = 0,20$, si ottiene un coefficiente di riduzione pari a 0,83. Tale riduzione, permette l'uso di un carico caratteristico al suolo pari a $S_n = 250 * 0,83 = 208$ daN/mq.

Secondo il punto 3.4.1 del D.M.2008, si calcola il valore del carico neve applicato alle falde, con la formula:

$$q_s = \mu_i \times S_n \times C_{EX} \times C_t \quad (1)$$

Dove:

μ_i coefficiente di forma della falda.

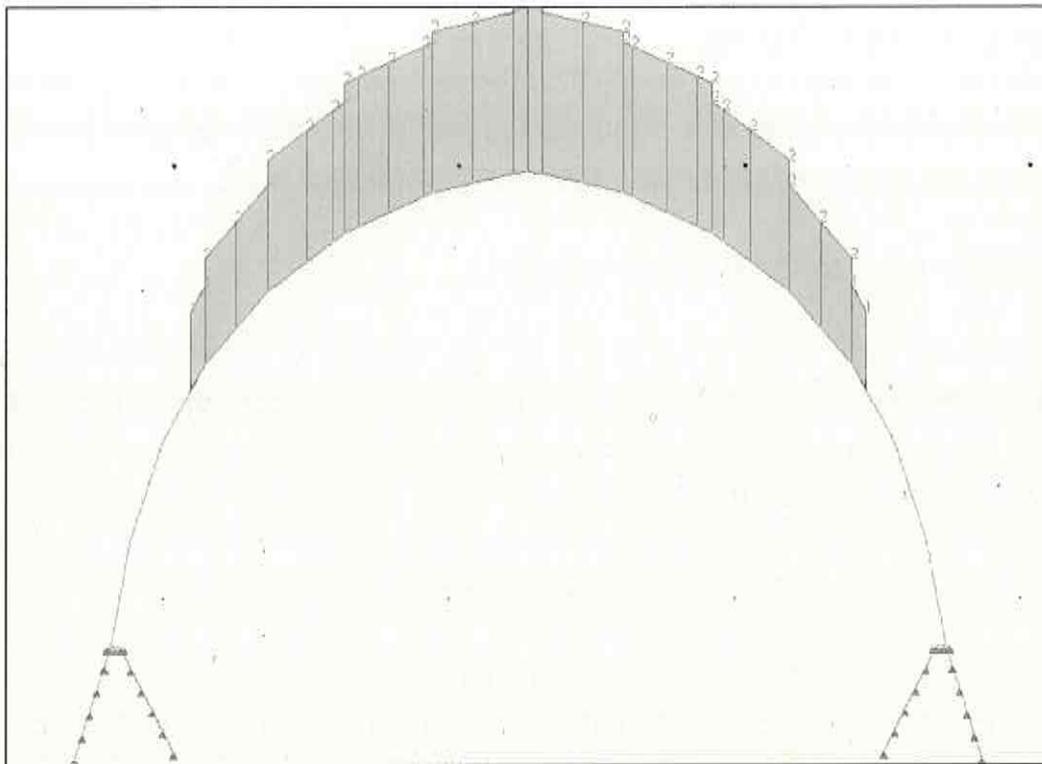
Q_{sk} carico caratteristico al suolo.

C_E coefficiente di esposizione (pari a 1,00 in condizioni normali).

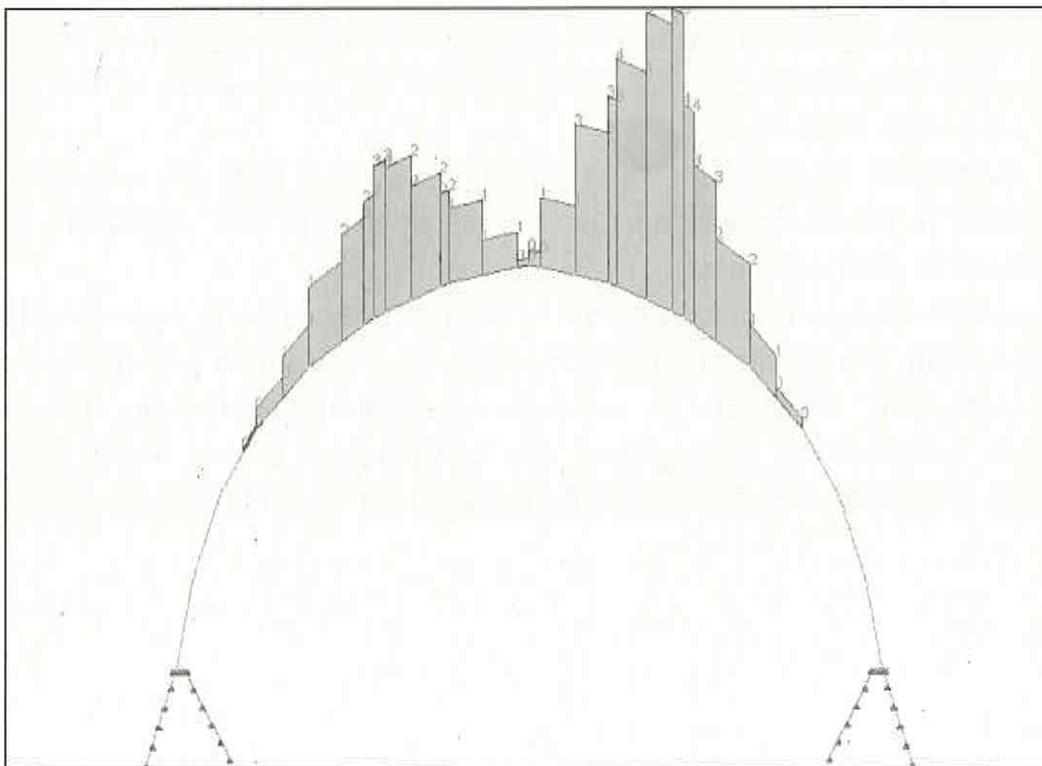
C_t coefficiente termico (pari a 1,00 ove non siano presenti studi più approfonditi)

In dettaglio, l'edificio in esame è realizzato a forma di arco per cui secondo la norma si sono considerate nell'analisi svolta due combinazioni di calcolo elementari secondo lo schema:

- (Neve 1) - Tutta la copertura con carico neve costante e coefficiente di forma $\mu_i=0,80$, per cui secondo la formula (1) sopra citata si ha $q_s=166$ daN/mq.
- (Neve 2) - Carichi di accumulo a picco a forma triangolare con valore massimo teorico a $1/4$ dell'arco corrispondente a $\mu_i=1,00$ e quindi $q_s=208$ daN/mq e valore massimo teorico a $3/4$ dell'arco corrispondente a $\mu_i=2,00$ e quindi $q_s=416$ daN/mq.



Carichi in Condizione Neve-1 (Distribuita)



Carichi in Condizione Neve-2 (Accumulo)

- Azione Variabile Vento:

Secondo la Norma UNI EN 13782, anche il periodo di ritorno T_r fissato a 10 anni, permette l'applicazione di un carico vento diverso rispetto al carico vento calcolato per strutture non temporanee secondo D.M.2008

In particolare al punto 6.4.2 si dichiara:

“Per qualsiasi altro luogo in cui $v_{ref} > 28$ m/s, devono essere forniti i calcoli per la tenda verificando la stabilità e la resistenza con le condizioni locali. Devono essere prese misure speciali. Nei calcoli di progetto, i dispositivi necessari devono essere verificati mediante calcoli.

Per $v_{ref} \leq 28$ m/s, la pressione del vento può essere valutata applicando i seguenti valori minimi forniti nella EN 1991-1-4.”

Facendo riferimento a zone con velocità caratteristica del vento ≤ 28 m/s, la norma EN 1991-1-4, permette l'utilizzo di una pressione di calcolo pari a 50 daN/mq (per fabbricati aventi altezza media non superiore a 5,00m), senza alcuna applicazione di coefficienti quali esposizione, rugosità, ecc...

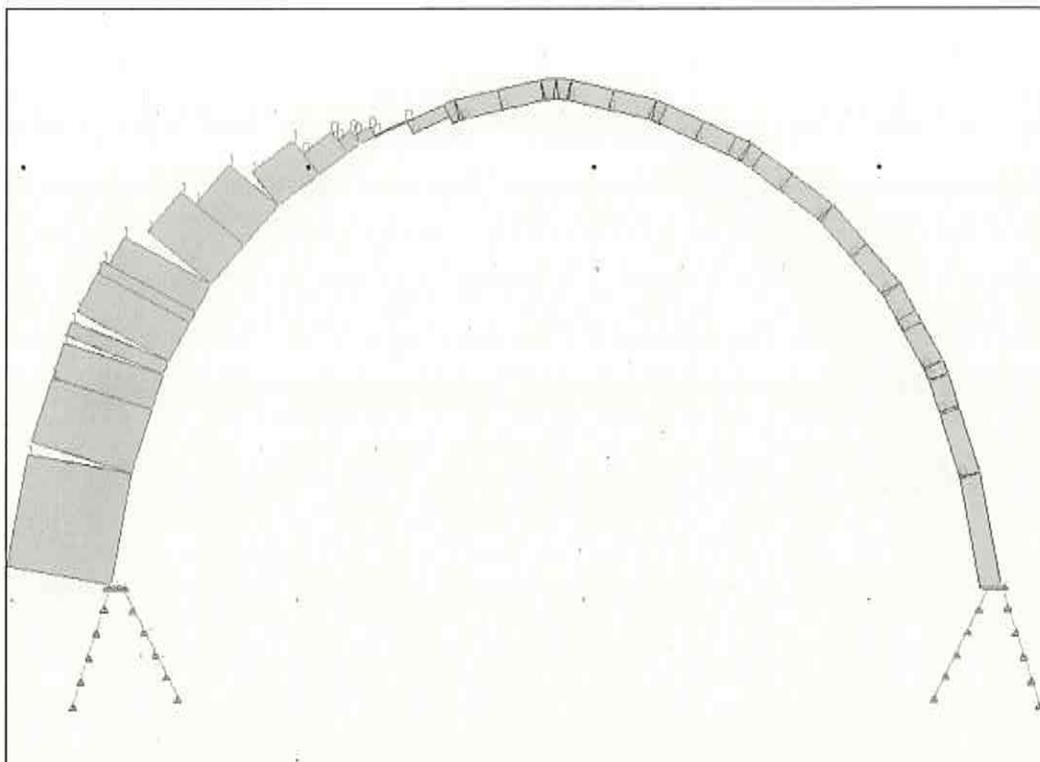
Alla pressione di calcolo, devono essere applicati i consueti coefficienti di pressione.

Per quanto riguarda i coefficienti di pressione si sono adoperati i valori di C_{pe} forniti dalla Circolare n.617 del 02.02.2009 al paragrafo C3.3.10.1 in funzione dell'inclinazione di falda.

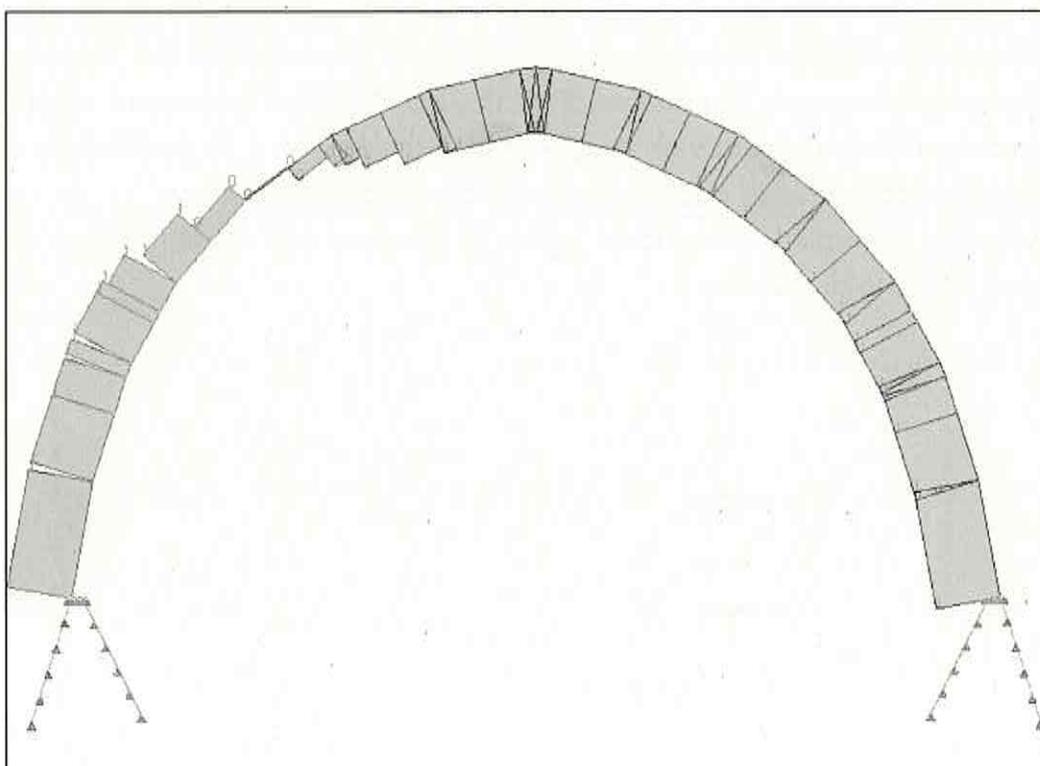
I coefficienti di pressione così determinati, sono stati poi combinati con i coefficienti di pressione interna $C_{pi} = \pm 0,20$ ottenendo due condizioni di carico elementari di vento trasversale.

A queste due condizioni (Vento 1 e Vento 2) ne vengono aggiunte altre due, corrispondenti alla condizione di vento longitudinale (Vento 3 e Vento 4).

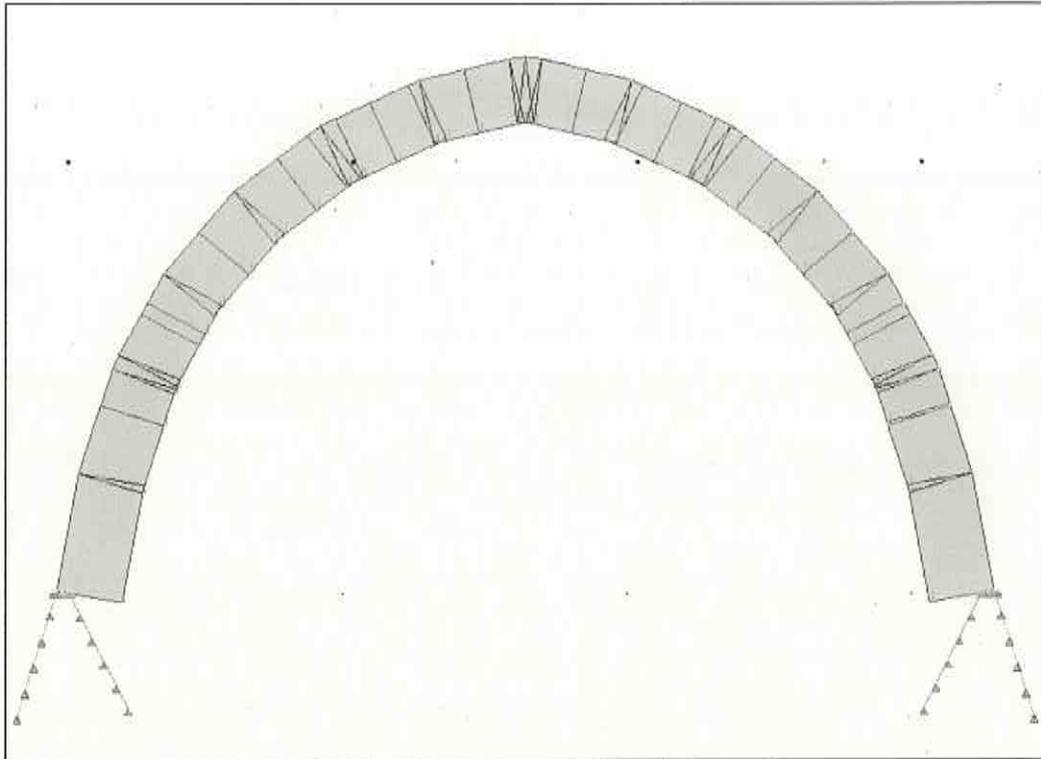
Quest'ultima condizione è relativa rispettivamente a vento longitudinale entrante ad effetto di depressione (C_p complessivo pari a -0,60) e di vento entrante ad effetto radente in copertura (coefficiente di attrito superficiale pari a 0,04).



Carichi in Condizione Vento-1 (Trasv.X+0.2)



Carichi in Condizione Vento-2 (Trasv.X-0.2)



Carichi in Condizione Vento-3 (Long.Y)

Tutte le condizioni di neve, sono state rese incompatibili tra di esse, come ugualmente fatto per le condizioni di vento. Sono inoltre state rese incompatibili, le condizioni di vento trasversale con neve distribuita e le condizioni di vento longitudinale con neve in accumulo (come da normativa).

Per ogni dettaglio in merito ai valori di carico e alle combinazioni di carico, vedasi il tabulato di calcolo.

D. MATERIALI

Per le opere di cui sopra è previsto l'impiego dei seguenti materiali:

1) ACCIAIO per PROFILATI:

Per ogni profilo:

Tipo S250GD – $f_{yk} = 232$ Mpa
 $f_{tk} = 250$ Mpa
coefficiente di Poisson $\nu = 0,3$
densità $\rho = 8750$ Kg/mc
modulo di elasticità $E = 210000$ Mpa

Bulloni e tasselli Classe 8.8.

Saldature a cordone d'angolo 8x8 o a completo ripristino, classe I.

2) CALCESTRUZZO per FONDAZIONI

Nell'esecuzione delle opere di cui sopra è previsto l'impiego dei seguenti materiali:

- 1) **INERTI:** Sabbia lavata e ben granata granul. mm. 0/2
Ghiaietto vagliato " mm. 20 (Dmax)
Ghiaia vagliata " mm. 31,5 (Dmax)
- 2) **ACQUA:** Potabile o priva di sali (solfuri e cloruri)
- 3) **CEMENTO:** Tipo II-A, Classe 32,5/42,5, rapporto a/c max=0,60 per fondazioni (classe di resistenza C25/30), rapporto a/c max=0,60 per strutture in elevazione (classe di resistenza C25/30)
- 4) **ARMATURE:** Per barre di armatura (Tipo B450C)

I CONGLOMERATI CEMENTIZI da impiegarsi nelle strutture dovranno avere le seguenti Resistenze Caratteristiche a compressione:

- Calcestruzzo per opere di fondazione Classe di Resistenza C25/30
 $R_{ck} > 30$ N/mm²
 $f_{ck} = 0,83 \cdot R_{ck} = 24,9$ N/mm²

II CONTROLLO di ACCETTAZIONE del CALCESTRUZZO (obbligatorio da parte del Direttore dei Lavori) sarà di 'tipo A' secondo le N.T.C./2008 (ogni controllo sarà rappresentato da tre prelievi (ogni prelievo corrisponde a due cubetti)),
XI

ciascuno dei quali eseguito su un massimo di 100 mc di getto di miscela omogenea e/o quindi, un prelievo per ogni giorno di getto.

Gli ACCIAI da C.A. da impiegarsi nelle strutture dovranno risultare:

- Acciaio Tipo B450C controllato. fyk>450 N/mm²
ftk>540N/mm²

Dovranno essere eseguiti (obbligatorio da parte del Direttore dei Lavori secondo le N.T.C./2008). **I CONTROLLI di ACCETTAZIONE** in cantiere. Le prove, effettuate e certificate presso uno dei laboratori di cui all'art.59 del DPR n.380/2001, devono fornire valori di resistenza ed allungamento di ciascun campione compresi fra i valori massimi e minimi riportati nella Tabella 11.3.VI delle N.T.C./2008 stesse. Il campionamento viene generalmente effettuato su tre diversi diametri opportunamente differenziati nell'ambito di ciascun lotto di spedizione, in numero di 3 spezzoni, marchiati, per ciascuno dei diametri selezionati, sempre che il marchio e la documentazione di accompagnamento dimostrino la provenienza del materiale da uno stesso stabilimento. In caso contrario i controlli devono essere estesi ai lotti provenienti da altri stabilimenti.

CLASSE di ESPOSIZIONE e DURABILITA' del CALCESTRUZZO:

La durabilità del calcestruzzo è la capacità di durare nel tempo, resistendo alle azioni aggressive dell'ambiente, agli attacchi chimici, all'abrasione o ad ogni altro processo di degrado che coinvolga oltre alla pasta cementizia anche le eventuali armature metalliche. Si sono individuate le seguenti Classi di esposizione per calcestruzzo strutturale, in funzione delle condizioni ambientali secondo norma UNI 11104:2004 e UNI EN 206-1:2006:

- Per FONDAZIONI (In terreni non aggressivi):
Classe di Esposizione XC2 (bagnato, raramente asciutto) con max rapporto a/c=0,60 e minima classe di resistenza C25/30; Rck min. > 30 N/mm².
Classe di Consistenza : S4 (Slump = 16-21 cm).

PROGETTISTA

IL DIRETTORE DEI LAVORI

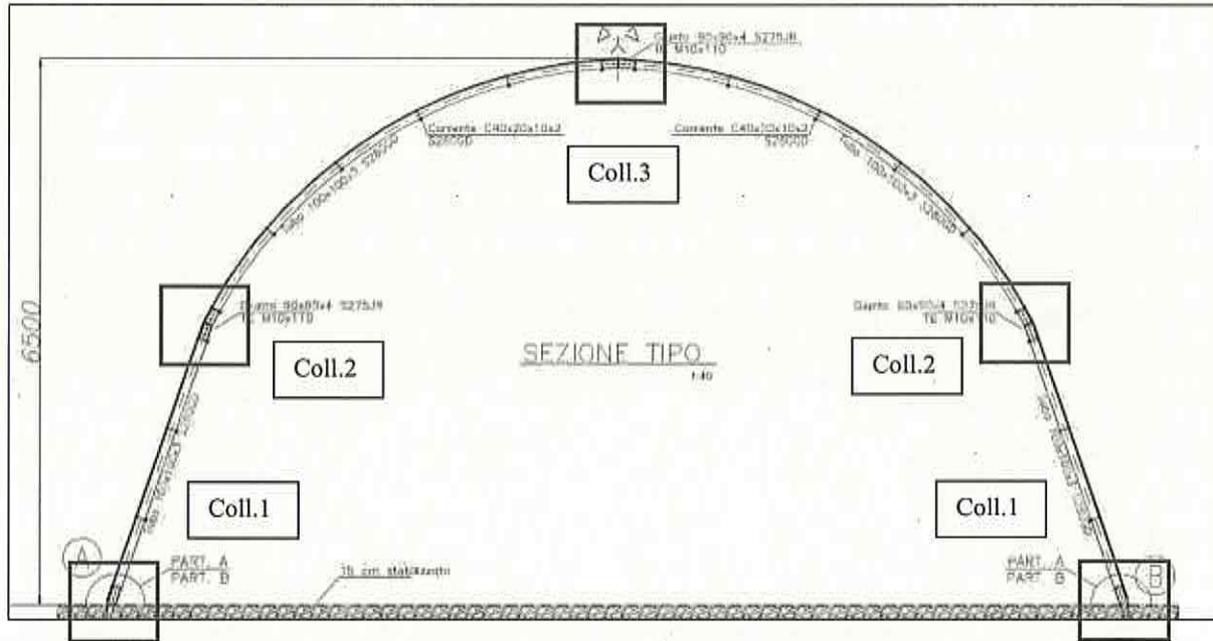


Alberto Cavestro

E. VERIFICHE COLLEGAMENTI

I collegamenti strutturali sono relativi alla piastra di base, alle giunzioni intermedie tra colonna ed arco e alla giunzione in sommità tra arco ed arco.

Le verifiche sono eseguite prendendo a riferimento i momenti flettenti massimi e i corrispondenti parametri di sollecitazione a taglio e sforzo normale derivanti dalle combinazioni di carico più gravose. Vedi sotto lo schema riassuntivo:



	N (daN)	T (daN)	M (daN)
Coll.1	Vedi Tabulato	Vedi Tabulato	Vedi Tabulato
Coll.2	-1.756	155	84.098
Coll.3	-829	102	53.285

E1. INTRODUZIONE

La verifica dei collegamenti intermedi e di sommità si esegue considerando 2 diversi contributi alla resistenza a momento flettente:

- La resistenza complessiva della coppia dovuta ai tagli da bullone
- La resistenza aggiuntiva, fornita dall'appoggio del tubo interno sul tubo esterno, che genera tensioni di contatto tra pareti concentriche.

Viene quindi calcolato il taglio resistente del singolo bullone F_{vrd} e la massima resistenza a rifollamento sulla parete dei tubi F_{brd} . L'ipotesi principale consiste nel considerare il massimo momento resistente M_{rd} fornito dalla coppia di tagli derivanti dai bulloni (il massimo momento resistente è scelto considerando il minimo tra i valori F_{vrd} ed F_{brd}) e considerando la rimanente porzione di momento flettente ΔM , assorbita per contatto dalle pareti del tubo interno ed esterno.

Di seguito sono riportate le formule impiegate per il calcolo:

$$F_{vrd} = 0,60 \cdot f_{tb} \cdot A_{res} / \gamma_{M2}$$

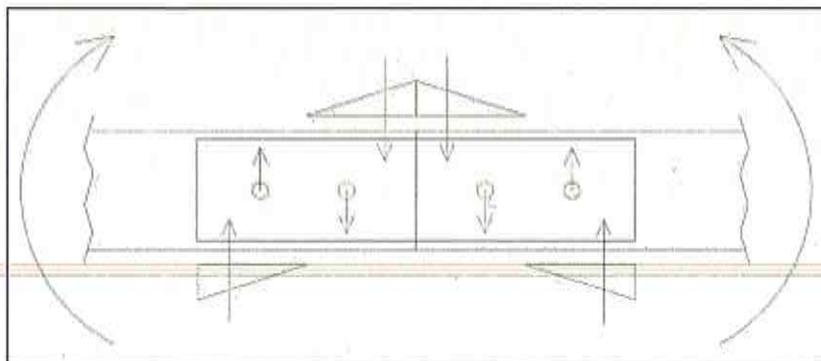
$$F_{brd} = k \cdot \alpha \cdot f_t \cdot D \cdot s / \gamma_{M2}$$

$$M_{rd} = \min(F_{vrd}; F_{brd})$$

$$\Delta M = M - M_{rd}$$

Dove A_{res} è l'area resistente del singolo bullone, f_{tb} la resistenza a trazione del bullone, k e α fattori dipendenti dalle proprietà meccanico geometriche delle piastre forate di collegamento (vedi DM2008), f_t la resistenza a rottura della piastra collegata, D il diametro del bullone ed s lo spessore della piastra.

Il valore ΔM viene assorbito dalle pareti tramite contatto tra di esse, considerando resistenti a compressione/trazione le sole pareti parallele al taglio. In dattaggio il momento flettente viene ipotizzato quindi come una ulteriore coppia di forze, le quali sono risultanti di una distribuzione di pressione di contatto triangolare.



Il valore di tensione triangolare massima risulta:

$$\sigma(\Delta M) = 12 \cdot \Delta M / (s \cdot L_{tot})^2 + T / (s \cdot L_{tot})$$

Dove L_{tot} è la lunghezza totale del tubo interno.

La verifica consiste nel controllo della resistenza a trazione/compressione delle pareti in acciaio, ponendo come tensione limite il valore f_y / γ_{M2} .

Inoltre viene controllata l'instabilità fuori piano della parete soggetta a compressione sull'intera altezza della parete (lato tubo) e sulla distanza tra foro bullone e fine parete.

Le formule utilizzate per il calcolo in esame sono le seguenti:

$$J_x = 1/12 \cdot (L_{tot}/4)^3 \cdot s^3$$

$$A = L_{tot}/4 \cdot s$$

$$\rho = (J/A)^{0,5}$$

$$L_0 = \beta l$$

$$\lambda = l_0/r$$

$$\omega = \lambda^2 \cdot f_y / (\pi^2 \cdot E)$$

$$\sigma_{res} = f_y / \omega$$

La tensione massima è confrontata con la tensione massima di instabilità.

N.B.: Le Verifiche delle Saldature a Completa Penetrazione tra spezzoni di tubo, sono automaticamente soddisfatte in base al paragrafo 4.2.8.2.1 della vigente Normativa DM2008.

In dettaglio, per quanto riguarda la saldatura a completa penetrazione, relativa al collegamento intermedio tra archi, si ricava da modello e verifica FEM un valore del coefficiente di sicurezza a momento flettente (tronco del tubo), pari a 0,938, mentre per il collegamento di sommità, un coefficiente di sicurezza pari a 0,705.

Il filo di saldatura (ISO 14341-A-G42 4C14/M21 3Si1), possiede una resistenza a snervamento di 420 MPa. Considerando la distribuzione triangolare delle tensioni sulle pareti laterali e la distribuzione rettangolare sulle pareti superiore e inferiore del tubo, la media assoluta di tali tensioni (calcolata sull'intero perimetro del tubo) risulta pari a:

$$\sigma_m = (\sigma_p \cdot (2 \cdot L_T) + 4 \cdot (\sigma_p \cdot L_T / 2) / 2) / (4 \cdot L_T) = 0,75 \cdot \sigma_p$$

Il coefficiente di sicurezza è relativo al tubo 100x100x3, avente modulo di resistenza pari a $W = 35,66$ cmc. Per il collegamento intermedio e di sommità, il tubo di collegamento interno presenta dimensioni pari a 90x90x4 con $W = 35,98$ cmc.:

Si valuta il rapporto U tra la sollecitazione e la relativa resistenza della saldatura a completa penetrazione, considerando la proporzionalità diretta tra la tensione ed il momento flettente:

$$U = \text{Soll./Res.} = (c.s. * f_{y\text{asta}} / f_{y\text{sald.}}) * c.m * (W_{100x100x3} / W_{90x90x4})$$

$$U_{\text{interm.}} = \text{Sollecitazione/Resistenza} = (0,85 * 275/420) * 0,75 * (35,66/35,98) = 0,41$$

Per il collegamento di sommità si ha un rapporto U pari a:

$$U_{\text{somm}} = \text{Sollecitazione/Resistenza} = (0,55 * 275/420) * 0,75 * (35,66/35,98) = 0,27$$

Di seguito si riportano le verifiche

E2. COLL.2 - COLLEGAMENTO INTERMEDIO

VERIFICA COLLEGAMENTO INTERMEDIO			Coefficiente Riduttivo α 0,95		
DATI			DISTRIBUZIONE SOLLECITAZIONI		
Bulloni (Diametro)	12	mm	Ares	0,85	cmq
Distanza (d)	7,5	cm	Fvrd(Bulloni)	3.257,20	daN
ftb	8000	daN/cmq	Fbrd(Rifollamento)	3.096,00	daN
γ_{m2}	1,25		Min (Fvrd, Fbrd)	3.096,00	daN
Diametro Foro	14	mm	Mrd(solo bulloni)	44.533,41	daN*cm
Spessore Tubo	3	mm	ΔM (su tubo)	39.564,59	daN*cm
Materiale Tubo (S)	275		Mrd (solo pareti)	55.233,56	daN*cm
Distanza Bordo e1	55	mm	PARAMETRI INSTABILITA' PARETE		
Distanza Bordo e2	50	mm	Jx	0,02120625	cm ⁴
l	11,7	cm	Area	2,8275	cmq
β	1,00		ρx	0,087	cm
Lato Tubo	10	cm	$\sigma(\Delta M)$	1070,83	daN*cm
Momento Max	84098	daN*cm	l_0	10,00	cm
Taglio corrispondente	155	daN	λ	115,47	
Sforzo Normale Corrispondente	1756	daN	ω	1,77	
VERIFICHE			σ_{amm1}	1554,46	daN*cm
VERIFICA A TAGLIO BULLONI			z	4,30	cm
C.S.	0,951	VERIFICATO	l_0	4,3	cm
VERIFICA RIFOLLAMENTO			λ	49,65	
C.S.	1,000	VERIFICATO	ω	0,33	
VERIFICA RESISTENZA PARETE TUBO			σ_{amm2}	2750	daN/cm ²
C.S.	0,409	VERIFICATO	σ	2400,00	daN/cm ²
VERIFICA RESISTENZA PARETE TUBO DA BULLONE			PARAMETRI RIFOLLAMENTO		
C.S.	0,916	VERIFICATO	ft	430	(per sp.<4mm)
VERIFICA INSTABILITA' PARETE TUBO			k	2,5	
C.S.	0,689	VERIFICATO	α	1,000	
VERIFICA INSTABILITA' PARETE TUBO DA BULLONE					
C.S.	0,873	VERIFICATO			

E3. COLL.3 - COLLEGAMENTO di SOMMITA'

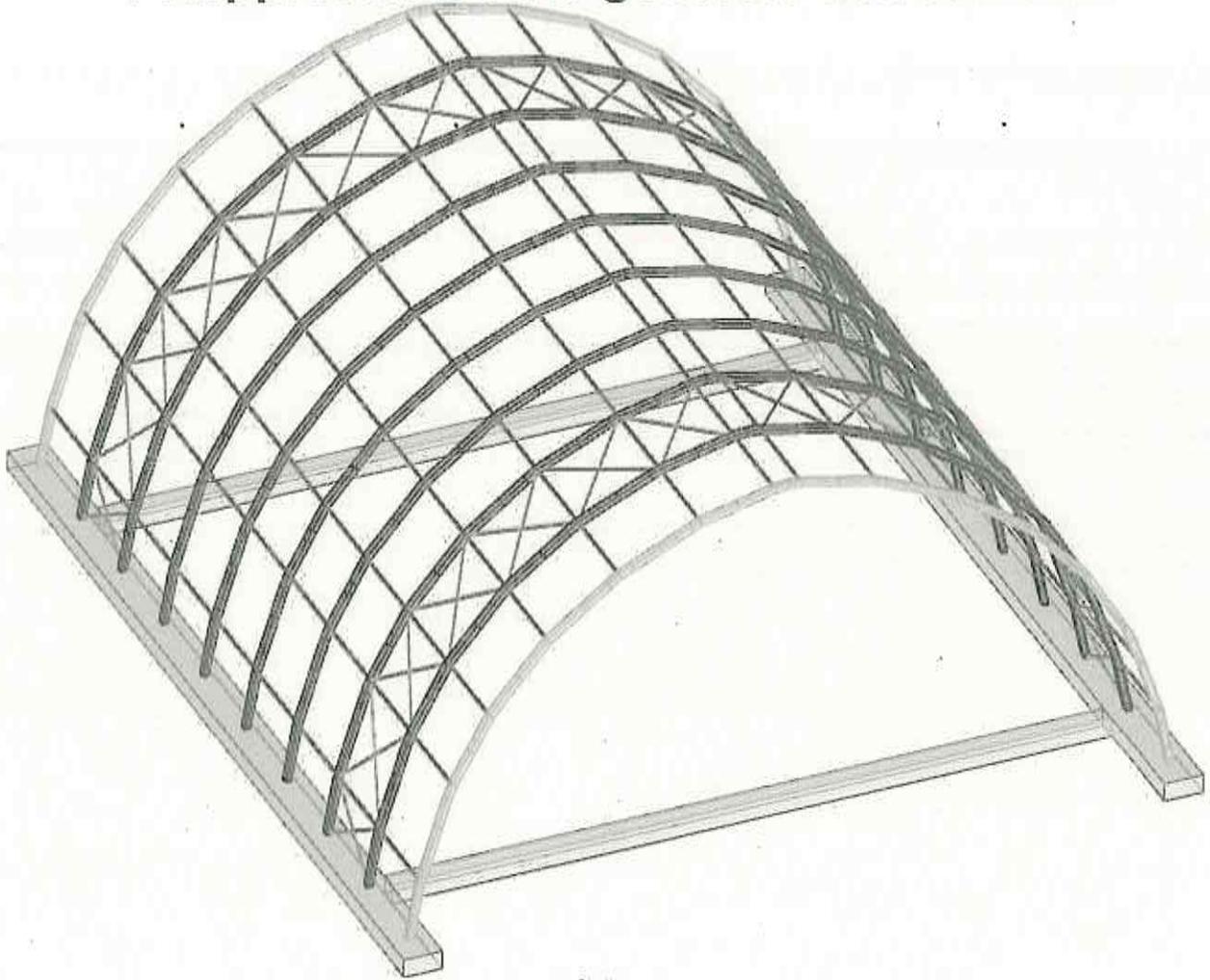
VERIFICA COLLEGAMENTO SOMMITA'			Coefficiente Riduttivo α 0,95		
DATI			DISTRIBUZIONE SOLLECITAZIONI		
Bulloni (Diametro)	12	mm	Ares	0,85	cmq
Distanza (d)	7,5	cm	Fvrd(Bulloni)	3.257,20	daN
ftb	8000	daN/cm ²	Fbrd(Rifollamento)	3.096,00	daN
γ_{m2}	1,25		Min (Fvrd, Fbrd)	3.096,00	daN
Diametro Foro	14	mm	Mrd(solo bulloni)	46.021,91	daN*cm
Spessore Tubo	3	mm	ΔM (su tubo)	7.263,09	daN*cm
Materiale Tubo (S)	275		Mrd (solo pareti)	54.067,71	daN*cm
Distanza Bordo e1	55	mm	PARAMETRI INSTABILITA' PARETE		
Distanza Bordo e2	50	mm	Jx	0,02098125	cm ⁴
l	11,3	cm	Area	2,7975	cmq
β	1,00		ρx	0,087	cm
Lato Tubo	10	cm	$\sigma(\Delta M)$	207,03	daN*cm
Momento Max	53285	daN*cm	l_0	10,00	cm
Taglio corrispondente	102	daN	λ	115,47	
Sforzo Normale Corrispondente	829	daN	ω	1,77	
VERIFICHE			σ_{amm1}	1554,46	daN*cm
VERIFICA A TAGLIO BULLONI			z	4,30	cm
C.S.	0,951	VERIFICATO	l_0	4,3	cm
VERIFICA RIFOLLAMENTO			λ	49,65	
C.S.	1,000	VERIFICATO	ω	0,33	
VERIFICA RESISTENZA PARETE TUBO			σ_{amm2}	2750	daN/cm ²
C.S.	0,079	VERIFICATO	σ	2400,00	daN/cm ²
VERIFICA RESISTENZA PARETE TUBO DA BULLONE			PARAMETRI RIFOLLAMENTO		
C.S.	0,916	VERIFICATO	ft	430	(per sp.<4mm)
VERIFICA INSTABILITA' PARETE TUBO			k	2,5	
C.S.	0,133	VERIFICATO	α	1,000	
VERIFICA INSTABILITA' PARETE TUBO DA BULLONE					
C.S.	0,873	VERIFICATO			

Sommario

Sommario	1
1 Rappresentazione generale dell'edificio	3
2 Normative	4
3 Descrizione del software	5
4 Dati generali.....	6
4.1 Materiali.....	6
4.1.1 Materiali c.a.....	6
4.1.2 Curve di materiali c.a.	6
4.1.3 Armature	6
4.1.4 Acciai	6
4.1.4.1 Proprietà acciai base	6
4.1.4.2 Proprietà acciai CNR 10011	7
4.1.4.3 Proprietà acciai CNR 10022	7
4.1.4.4 Proprietà acciai EC3	7
4.2 Sezioni	7
4.2.1 Sezioni C.A.	7
4.2.1.1 Sezioni rettangolari C.A.	7
4.2.1.2 Caratteristiche inerziali sezioni C.A.	8
4.2.2 Sezioni in acciaio	8
4.2.2.1 Profili singoli in acciaio.....	8
4.2.2.1.1 Profili piatti	8
4.2.2.1.2 Sagomati a C	8
4.2.2.1.3 Tubi rettangolari	8
4.2.2.2 Caratteristiche inerziali sezioni in acciaio	9
4.2.2.2.1 Caratteristiche inerziali principali sezioni in acciaio.....	9
4.2.2.2.2 Caratteristiche inerziali momenti sezioni in acciaio	9
4.2.2.2.3 Caratteristiche inerziali taglio sezioni in acciaio	9
4.3 Cerniere	9
4.3.1 Cerniere parziali	9
4.4 Terreni.....	9
5 Dati di definizione.....	11
5.1 Preferenze commessa.....	11
5.1.1 Preferenze di analisi.....	11
5.1.2 Spettri NTC 08	11
5.1.3 Preferenze di verifica	16
5.1.3.1 Normativa di verifica in uso.....	16
5.1.3.2 Normativa di verifica C.A.	16
5.1.3.3 Normativa di verifica legno.....	16
5.1.3.4 Normativa di verifica acciaio	16
5.1.4 Preferenze FEM.....	17
5.1.5 Moltiplicatori inerziali	17
5.1.6 Preferenze di analisi non lineare FEM	17
5.1.7 Preferenze di analisi carichi superficiali	17
5.1.8 Preferenze del suolo	17
5.1.9 Preferenze progetto legno.....	18
5.1.10 Preferenze progetto acciaio.....	18
5.1.11 Preferenze progetto muratura	18
5.2 Azioni e carichi	18
5.2.1 Condizioni elementari di carico.....	18
5.2.2 Combinazioni di carico	18
5.2.3 Definizioni di carichi lineari	21
5.2.4 Definizioni di carichi superficiali	21
5.3 Quote	24
5.3.1 Livelli.....	24
5.3.2 Falde.....	24
5.3.3 Tronchi.....	24
5.4 Elementi di input.....	25
5.4.1 Fili fissi	25
5.4.1.1 Fili fissi di piano	25
5.4.2 Travi di fondazione.....	27
5.4.2.1 Fondazioni di travi.....	27
5.4.2.2 Travi di fondazione C.A. di piano	27
5.4.3 Travi in acciaio	27
5.4.3.1 Travi in acciaio tra quote.....	27
5.4.4 Travi tiranti in acciaio	44
5.4.4.1 Travi tiranti in acciaio tra quote	44
5.4.5 Colonne in acciaio.....	46
5.4.6 Piastre C.A.....	46
5.4.6.1 Piastre C.A. di piano	46
5.4.6.2 Piastre C.A. a quota generica	46
5.4.7 Fondazioni di piastre	47
5.4.8 Carichi superficiali	47
5.4.8.1 Carichi superficiali di falda	47
6 Dati di modellazione.....	50
6.1 Nodi.....	50
6.1.1 Nodi di definizione.....	50
6.2 Aste.....	51
6.2.1 Carichi su aste	51
6.2.1.1 Carichi trapezoidali locali	51
6.2.2 Caratteristiche meccaniche aste.....	76

6.2.3 Definizioni aste.....	76
6.3 Bielle	77
6.3.1 Caratteristiche meccaniche bielle	77
6.3.2 Definizioni bielle	78
6.4 Cerniere	78
6.4.1 Caratteristiche meccaniche cerniere	78
6.4.2 Definizioni cerniere.....	79
6.5 Masse di piano	79
6.6 Gusci.....	79
6.6.1 Caratteristiche meccaniche gusci.....	79
6.6.2 Definizioni gusci	79
7 Risultati numerici.....	81
7.1 Equilibrio forze.....	81
8 Verifiche.....	88
8.1 Verifiche travate C.A.....	88
Trave di fondazione a "Fondazione" 22-341.....	89
Caratteristiche dei materiali	89
Elenco delle sezioni.....	89
Output campate.....	89
Campata 1 tra i fili 22 - 341, sezione R 30x30, aste 536, 537, 538, 539, 540, 541, 542.....	89
Verifiche geotecniche	89
Trave di fondazione a "Fondazione" 29-348.....	89
Caratteristiche dei materiali	89
Elenco delle sezioni.....	89
Output campate.....	89
Campata 1 tra i fili 29 - 348, sezione R 30x30, aste 543, 544, 545, 546, 547, 548, 549.....	89
Verifiche geotecniche	90
8.2 Verifiche piastre e pareti C.A.	90
8.3 Verifiche aste in acciaio	92
8.4 Verifiche nodi in acciaio	111

1 Rappresentazione generale dell'edificio



Struttura
Vista assometrica dell'edificio nella sua interezza