

Provincia di Udine

Comune di Rive d'Arcano

COMMITTENTE

AMMINISTRAZIONE COMUNALE DI RIVE D'ARCANO

1° LOTTO FUNZIONALE

**“COPERTURA E ADEGUAMENTO
TRIBUNE CON SISTEMAZIONI ESTERNE”**

PROGETTO DEFINITIVO-ESECUTIVO

RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE

Udine, Ottobre 2021

INDICE

RELAZIONE ILLUSTRATIVA SULLE CARATTERISTICHE DEI NUOVI MATERIALI	3
RELAZIONE GEOTECNICA SULLE FONDAZIONI (NTC 2018).....	4
NORMATIVA DI RIFERIMENTO	5
RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE	6
CRITERI GENERALI DI PROGETTO.....	6
Descrizione introduttiva dell'opera	6
Schemi statici	6
Ipotesi di calcolo.....	6
Programmi di calcolo	7
ANALISI DEI CARICHI.....	7
AZIONE SISMICA	10
NOTE ALLA MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA E ALLE VERIFICHE AFFETTUATE §. 10.2 d.m. 14.01.2018	12
MODELLO GLOBALE DELLA STRUTTURA	13
Principali deformate	14
Reazioni alla base.....	15
Sollecitazioni	16
VERIFICHE.....	19
Travi secondarie IPE 180 s275 su campata Lmax 6m	19
Travi secondarie IPE 180 S275 su campata centrale.....	20
Connessione delle secondarie sulle principali	21
Travi principali HEA200 S275.....	23
Connessione travi principali su pilastro	24
Pilastrini	26
Connessione pilastro su fondazioni	28
Tiranti di copertura e di parete M14 S275	30
Parapetto 60x40x4mm S355	31
Verifica gradoni	32
Verifica muretto a sostegno del parapetto	32
Pannelli di copertura	32
VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI DANNO.....	33
GIUDIZIO MOTIVATO DELL'ACCETTABILITA' DEI RISULTATI §. 10.2 d.m. 14.01.2018.....	33
RELAZIONE DI CALCOLO SULLE FONDAZIONI	34
Verifica a ribaltamento della struttura	35
Verifica della portata delle fondazioni	36
PIANO DI MANUTENZIONE DELLA PARTE STRUTTURALE DELL'OPERA.....	38

RELAZIONE ILLUSTRATIVA SULLE CARATTERISTICHE DEI NUOVI MATERIALI

(L. 1086/71 , art. 4)

La presente relazione viene redatta per fornire all' impresa costruttrice, all' assistente ai lavori ed al direttore dei lavori, un quadro sintetico delle caratteristiche e qualità dei materiali da impiegare per il confezionamento delle strutture in c.a. , in legno ed in carpenteria metallica comprese nelle opere di cui al progetto in argomento.

CALCESTRUZZO PER FONDAZIONI,

C25/30(resistenza cubica caratteristica $R_{ck}=30$ MPa)
categoria di esposizione XC4 (UNI EN 206-1 / UNI 11104):
classe di consistenza S4 (UNI EN 206-1 / UNI 11104)
 ϕ_{max} inerte 30mm

ACCIAIO PER C.A.

Per le armature si prevede l'impiego di un acciaio in barre ad aderenza migliorata laminato a caldo del tipo: **B450C**

ACCIAIO PER CARPENTERIA METALLICA

S275; $f_yk= 275$ Mpa; $f_{tk}= 430$ Mpa- Zincato a caldo
S355; $f_yk= 355$ Mpa; $f_{tk}= 510$ Mpa- Zincato a caldo
Bulloneria classe 8.8
Classe di esecuzione EXC3

RELAZIONE GEOTECNICA SULLE FONDAZIONI (NTC 2018)

Indagini geognostiche

L' accertamento della natura e delle caratteristiche geotecniche del sottosuolo per l'area dell'intervento in oggetto è stato svolto dal dott. geol. Fabio BOSSO e dal dott. geol. Sandro ROTA (Ord.Geologi F.V.G. n.203 e 180) di cui si intende allegata la Relazione geologico-tecnica

Caratterizzazione geotecnica del terreno

Dalla Relazione Geologico e Geotecnica si ricava la seguente caratterizzazione del terreno di fondazione: (estratto relazione geologica)

“

Nello specifico settore di studio, attraverso i dati acquisiti^c e rilevati^d, è possibile stabilire (da piano campagna verso maggiori profondità), la presenza di:

- una copertura “ferrettizzata” (terreno vegetale), costituita da ghiaia e sabbia con apparati radicali; potenza di tale “copertura” m 0,6 ÷ 0,9;
- da m 0,6 ÷ 0,9: deposito di ghiaia con ciottoli in matrice sabbiosa scarsamente limosa; da m 6,5 si rileva un aumento della “compattezza” del deposito (molto addensato / “cementato”). I dati acquisiti permettono di indicare la persistenza di tale deposito ghiaioso ben oltre m 30 di profondità.

PROPRIETA'	VALORI BIBLIOGRAFICI	VALORI “DI PROVA”
Peso di volume γ_A (kN/m ³)	20 - 22	/
Angolo di attrito ϕ_A (°)	20 - 40	25 - 35 ^w
Coesione eff. c'_A (kPa)	/	/
Coeff. di compr. mv_A^x (kPa ⁻¹)	1 E ⁻⁵ – 1 E ⁻⁶	/
Mod. di rigidità K_{WA}^y (MN/m ³)	60 - 130	/

“

Ai fini della definiz. dell'azione sismica di progetto, la categoria del suolo di fondazione è la “C”.
In merito alle condizioni topografiche il sito ricade nella categoria : T1

La falda freatica si trova a profondità elavate dal p.c.

Viene esclusa la possibilità di fenomeni di liquefazione a seguito di eventi sismici.

La zona ricade in una zona allagabile.

Tipologia delle fondazioni di progetto e note prescrittive

La struttura presenta fondazioni dirette.

Udine, agosto 2021

il Progettista delle Strutture
Arch. Pietro Vittorio

NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Legge 05-11-71 n° 1086

Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato normale e precompresso ed a struttura metallica.

D.M. 17-01-2018

Norme tecniche per le costruzioni

CIRCOLARE 21 gennaio 2019, n. 7 C.S.LL.PP.

Istruzioni per l'applicazione dell'

*«Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"»
di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018.*

D.P.R. 6-06-2001, N.380

Testo unico delle disposizioni legislative e regolamenti in materia edilizia

L.R. Friuli Venezia Giulia 11-08-2009, n.16

Norme per la costruzione in zona sismica e per la tutela fisica del territorio

L.R. Friuli Venezia Giulia 9-05-88, n.27

Norme sull'osservanza delle disposizioni sismiche ed attuazione dell'art. 20 della legge 10-12-81 n.741

UNI - EN 1993-1-1:2008

Eurocodice 3 - Progettazione di strutture in acciaio

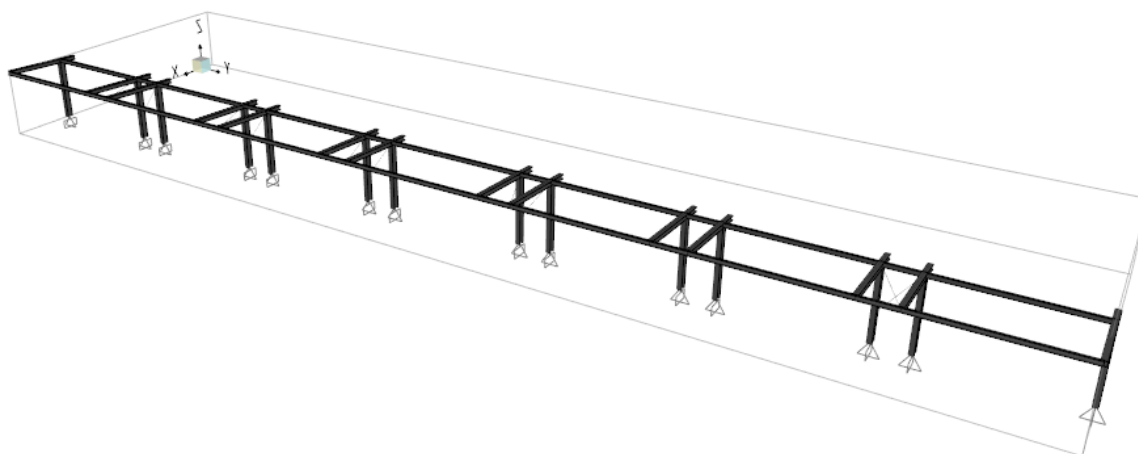
RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE

CRITERI GENERALI DI PROGETTO

Descrizione introduttiva dell'opera

La presente riguarda il calcolo di una nuova copertura in acciaio da porre in opera su una piccola gradonata esistente. L'opera viene poi completata con nuovi posti a sedere e con nuovi cancelli.

Viste nuova copertura



L'orditura principale è costituita da 14 travi in acciaio a HEA200, la secondaria da travi IPE180. I pilastri, anch'essi in acciaio, non hanno una sezione commerciale. Sono comunque realizzati con sezione simmetrica con anima e ali.

I controventi di copertura e di parete sono realizzati con tiranti tondi in acciaio disposti a croce di Sant'Andrea.

Per maggiori dettagli si vedano le tavole allegate.

Schemi statici

La nuova copertura è costituita da una trave principale a sezione variabile poggiante su pilastri con comportamento a mensola incastrata.

La stabilità alle azioni orizzontali in direzione longitudinale è assicurata dai tiranti.

Ipotesi di calcolo

Il calcolo viene condotto con il metodo cosiddetto “semiprobabilistico agli stati limite” secondo quanto prevista dal Decreto Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti 14 gennaio 2018 –

Vita nominale e classe d'uso

Per quanto riguarda la “vita nominale” dell'opera e la “classe d'uso” della stessa, come definite al punto 2.4 del D.M. 14/01/2018, si assume per le strutture in progetto una vita nominale **VN pari a 50 anni ed una classe d'uso III.**

Tipo di analisi sismica:

Statica lineare

Programmi di calcolo

Il codice di calcolo adottato è quello del SAP2000 (v.16) prodotto dalla CSI Berkeley California, la cui diffusione ed approfondito livello di validazione ne rendono superfluo ogni presentazione.

Verifiche sezionali della parte di struttura interrata sono state eseguite con il codice di calcolo VCA slu (v.7.7). Il programma, realizzato dall'Ing. Piero Gelfi, ha una elevata diffusione.

Per tutte le altre verifiche riportate si sono utilizzati fogli di calcolo (excel) redatti dallo scrivente.

ANALISI DEI CARICHI

Pesi propri:

elementi strutturali in c.a. : 25 kN/m³

elementi strutturali in acciaio. : 78.5 kN/m³

Copertura :

G1:

Peso proprio delle travi in acciaio

G2:

monopanel in polycarbonato - 0.10 kN/m²

NOTA: i sovraccarichi permanenti non strutturali sono compiutamente definiti; si adottano, quindi, gli stessi coefficienti di combinazione dei carichi adottati per le azioni permanenti (§2.6.1 – tab. 2.6.I).

Tribune :

Accidentale distribuito $Q_{acc} = 5.0 \text{ kN/m}^2$,

Accidentale lineare su parapetto $Q_{acc} = 2.0 \text{ kN/m}$

Neve:

Zona : *Aosta, Belluno, Bergamo, Biella, Bolzano, Brescia, Como, Cuneo, Lecco, Pordenone, Sondrio, Torino, Trento, Udine, Verbano- Cusio-Ossola, Vercelli, Vicenza*

Topografia : *Aree in cui non è presente una significativa rimozione di neve sulla costruzione prodotta dal vento, a causa del terreno, altre costruzioni o alberi*

$a_s =$ m *Quota s.l.m. del sito (<1500m s.l.m.)*

$q_{sk} =$ 1.50 kN/m²

$C_t =$ 1 *Coefficiente termico*

$C_e =$ 1

$\alpha =$ ° *Pendenza copertura*

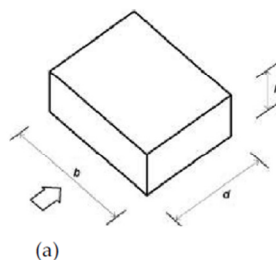
$\mu_1 =$ 0.80

Carico neve in valore caratteristico

$$q_s = q_{sk} \cdot \mu \cdot c_E \cdot c_t = 1.2 \text{ kN/m}^2$$

Vento:

Zona :	1	Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (esclusa provincia di Trieste)
as =	200	m Quota s.l.m. del sito (<1500m s.l.m.)
V _{b,0} =	25	m/s
a ₀ =	1000	m
k _s =	0.4	
V _b =	25	m/s
q _r =	390.6	N/m ² Pressione cinetica di riferimento TR=50anni
H =	3.7	m Altezza struttura
B max =	54	m lato maggiore
B min =	4.2	m lato minore
α =	3	° Inclinazione copertura
Esposiz.	III	Categoria di esposizione
K _r =	0.2	
Z ₀ =	0.1	m
z _{min} =	5	m
ce =	1.708	Coefficiente di esposizione
cd =	1.0	Coefficiente dinamico



C_{pe} corpo struttura

Tabella C3.3.I: Edifici a pianta rettangolare: c_{pe} per facce sopravvento, sottovento e laterali

Faccia sopravvento	C _U = 2,0	C _U = 1,5
h/d ≤ 1: c _{pe} = 0,7 + 0,1·h/d	h/d ≤ 0,5: c _{pe} = -0,5 - -0,8·h/d	h/d ≤ 1: c _{pe} = -0,3 - 0,2·h/d
h/d > 1: c _{pe} = 0,8	h/d > 0,5: c _{pe} = -0,9	1 < h/d ≤ 5: c _{pe} = -0,5 - 0,05·(h/d-1)

Vento agente in direzione longitudinale

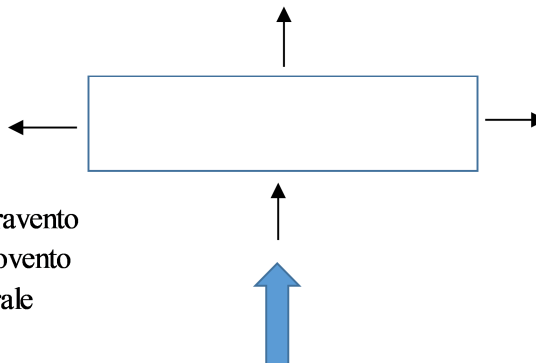
h/d = 0.88



C _{pe}	0.79	Coefficiente di pressione parete sopravvento
	-0.48	Coefficiente di pressione parete sottovento
	-0.90	Coefficiente di pressione parete laterale
	0.3	Coefficiente di pressione interna

Vento agente in direzione trasversale

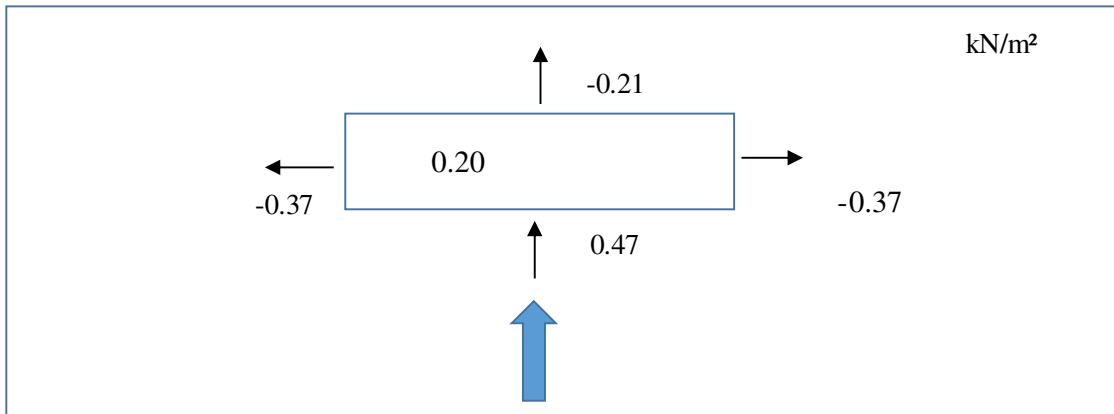
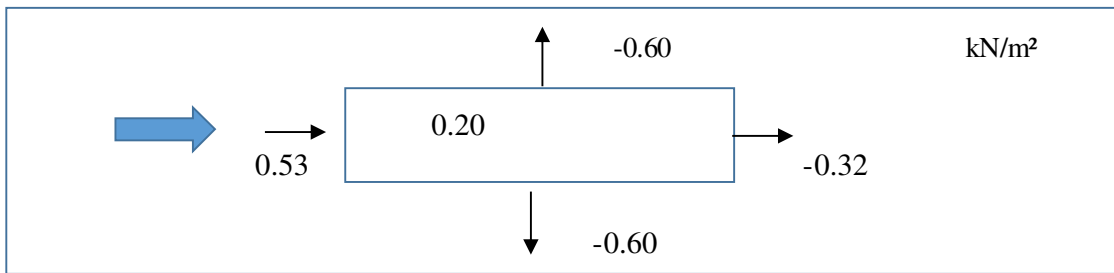
h/d = 0.07



C _{pe}	0.71	Coefficiente di pressione parete sopravvento
	-0.31	Coefficiente di pressione parete sottovento
	-0.55	Coefficiente di pressione parete laterale
	0.3	Coefficiente di pressione interna

Pressione del vento in valore caratteristico

$$p = q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d$$



Azione tangenziale

$$p_f = q_b \cdot c_e \cdot c_f = 0.01 \text{ kN/m}^2 \quad \text{Trascurabile}$$

Pressione del vento in valore caratteristico

tettoia libera

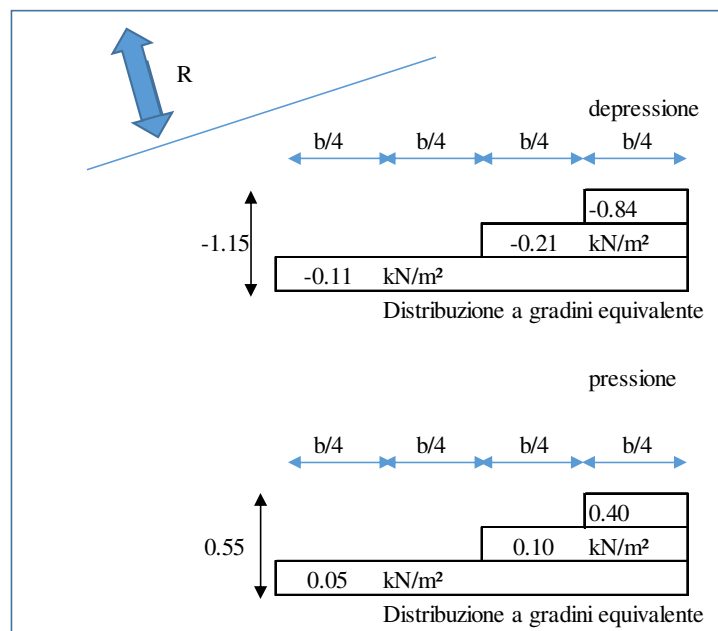
$$q_p = 0.67$$

$$c_f \text{ pressione} = 0.3$$

$$c_f \text{ depressione} = -0.63$$

$$R/m = 0.84 \text{ kN/m} \quad \text{pressione}$$

$$R/m = -1.76 \text{ kN/m} \quad \text{depressione}$$



AZIONE SISMICA

Regione: Friuli Venezia Giulia; Provincia: Udine; Comune: Rive d'Arcano

Vita nominale: $V_N \geq 50$ anni (opere ordinarie)

Classe d'uso: III (costruzioni in cui si preveda affollamenti significativi)

Periodo di riferimento per la costruzione $V_R = 50 \cdot 1.5 = 75$ anni

Categoria del sottosuolo: C

Categoria topografica: T1 \Rightarrow St = 1

Coordinate : Lat 46.113, Long 13.020

Fattore di struttura:

La struttura possiede un comportamento non dissipativo.

(7.3 NTC 2018) La domanda sismica per strutture a comportamento non dissipativo può essere ridotta utilizzando un opportuno fattore di comportamento q valutato in (tab. 7.3.I) 1.5

Function Name 2128 **Function Damping Ratio** 0.05

Parameters

- ☒ ag, F0 and Tc* - by Latitude/Longitude
- ☐ ag, F0 and Tc* - by Island
- ☐ ag, F0 and Tc* User Specified

Site Longitude (degree) 13.02
Site Latitude (degree) 46.113
Island Name
Limit State SLV
Usage Class III
Nominal Life 50.
Peak Ground Acc., ag/g 0.2565
Magnification Factor, F0 2.4597
Reference period, Tc* 0.3413
Spectrum Type Design Horiz
Soil Type C
Topography T1
h/H ratio 1.
Spectrum Period, Tb 0.1703
Spectrum Period, Tc 0.511
Spectrum Period, Td 2.626
Damping Percentage, Xi
Behavior Factor, q 1.5

Define Function

Period	Acceleration
0.	0.339
0.1703	0.5558
0.511	0.5558
0.611	0.4648
0.711	0.3995
0.811	0.3502
0.911	0.3118
1.011	0.2809
1.111	0.2556

Function Graph

Display Graph 0.0,0.0

OK Cancel

Convert to User Defined

Il sisma viene applicato separatamente nelle due direzioni principali della struttura e quindi combinato come segue: $E = 1.0 \cdot E_x + 0.3 \cdot E_y$; $E = 1.0 \cdot E_y + 0.3 \cdot E_x$
dove E_x ed E_y sono gli effetti sulla struttura (sollecitazioni, deformazione, spostamenti) relativi, rispettivamente, all'azione del sisma in direzione "x" ed in direzione "y".

Il sisma viene combinato con le altre azioni secondo la:

$$G1 + G2 + E + \sum \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

essendo ψ_{2i} pari a 0.00 per la neve ($q < 1000$ m s.l.m.) e 0.6 per i carichi accidentali con affollamento, 0.3 per gli altri.

Al fine di tenere in considerazione la variabilità spaziale del moto sismico nonché di eventuali incertezze nella localizzazione delle masse si attribuisce un'eccentricità accidentale del 5%

Requisiti nei confronti degli stati limite sismici:

da tabella 7.3.I NTC 2018 e tabella 7.3.III NTC 2018

1 - SLV (SLU) \Rightarrow verifiche di resistenza con $q = 1.5$

2 - SLC (SLU) \Rightarrow non sono previste per strutture non dissipative

3 - SLO (SLE) \Rightarrow verifiche di rigidezza con $q = 1$
limitando gli spostamenti a $2/3 \cdot 0.01h$

4 - SLD (SLE) \Rightarrow verifiche di resistenza con $q = 1.5$

Inquanto il valore dell'azione sismica di SLV è maggiore di quello della SLD la verifica del punto 4 è implicitamente soddisfatta.

L'azione sismica non è quella dimensionante per questo tipo di strutture.

**NOTE ALLA MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA E ALLE VERIFICHE AFFETTUATE §.
10.2 d.m. 14.01.2018**

Struttura da analizzare:

Come già descritta in precedenza nella “descrizione introduttiva dell’opera”.

Natura del problema sismico da risolvere:

Analisi statica equivalente.

Natura della azioni esterne:

Azioni non sismiche:

Carichi gravitazionali applicati con carichi unif. distribuiti su shell o frame

Azione sismica:

Statica equivalente.

Origine e caratteristiche dei codici di calcolo:

Codice di calcolo SAP2000 (v.16.1.1) prodotto dalla CSI Berkeley-California.

Affidabilità dei codici utilizzati:

La sua diffusione ed approfondito livello di validazione ne rendono superfluo ogni presentazione.

Criteri di modellazione:

Elementi:

Le travi sono modellate con elementi beam opportunamente svicolati alle estremità.

Quote e fili:

Gli elementi verticali (pilastri) sono modellati nella posizione (piano x-y) che effettivamente occupano nell’architettonico.

La quota minima degli elementi coincide con l’estradosso delle travi di fondazione, la massima con la quota media della banchina di copertura.

Vincoli cinematici:

Non ci sono vincoli cinematici

Piani rigidi:

gli orizzontamenti della struttura non sono assimilabili a piani rigidi

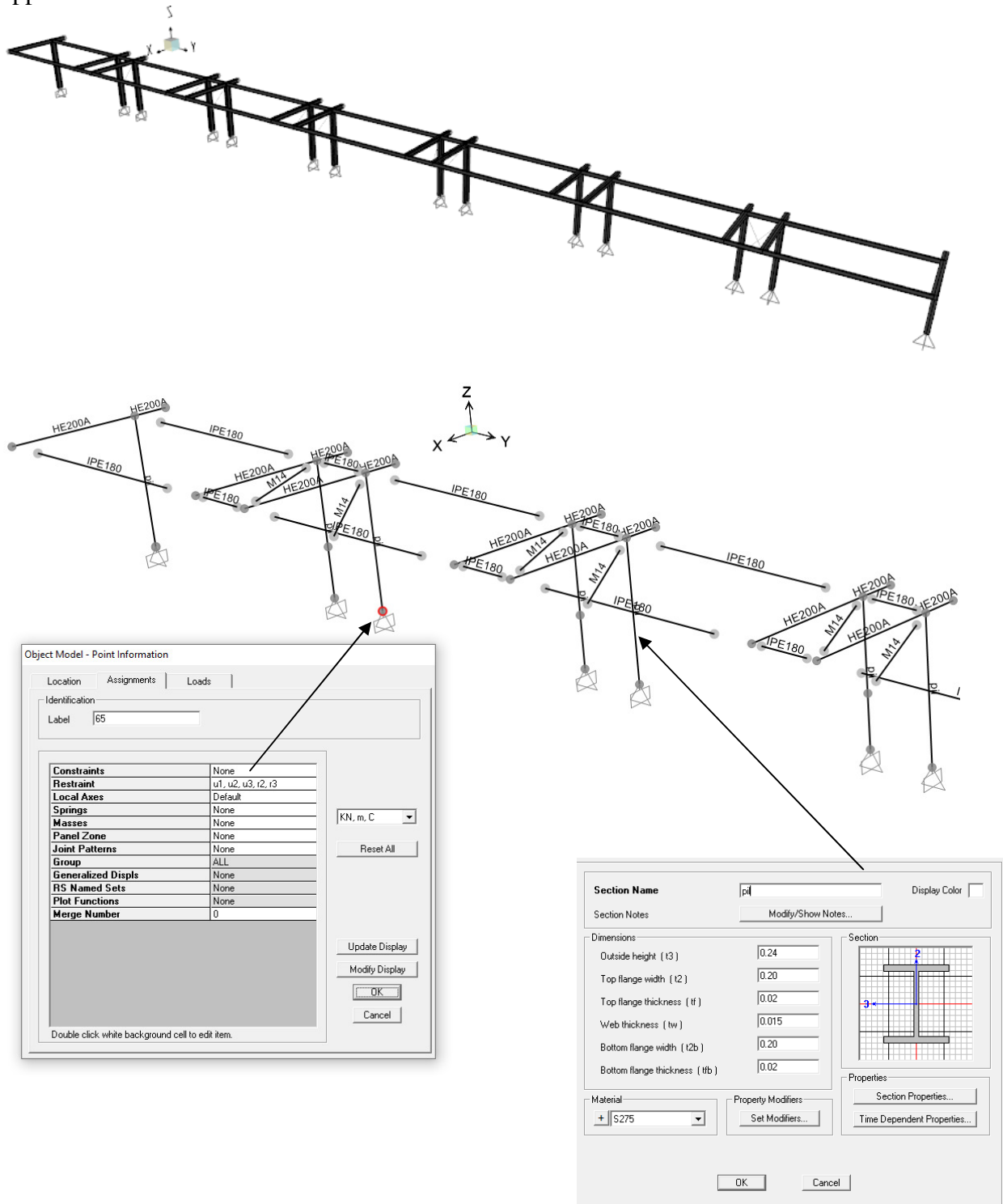
Vincoli:

I vincoli alla base dei pilastri sono cerniere in direzione longitudinale ed incastro in quella trasversale

MODELLO GLOBALE DELLA STRUTTURA

Si riportano di seguito alcune immagini relative alla modellazione.

Rappresentazione 3D del modello



I carichi vengono applicati sulla copertura con aree nulle.

Copertura $G = 0.30 \text{ kN/m}^2$

Neve $= 1.20 \text{ kN/m}^2$

Vento $= +0.55 \text{ kN/m}^2$; -1.15 kN/m^2

Aziende sismica come da capitolo dedicato.

Combinazioni

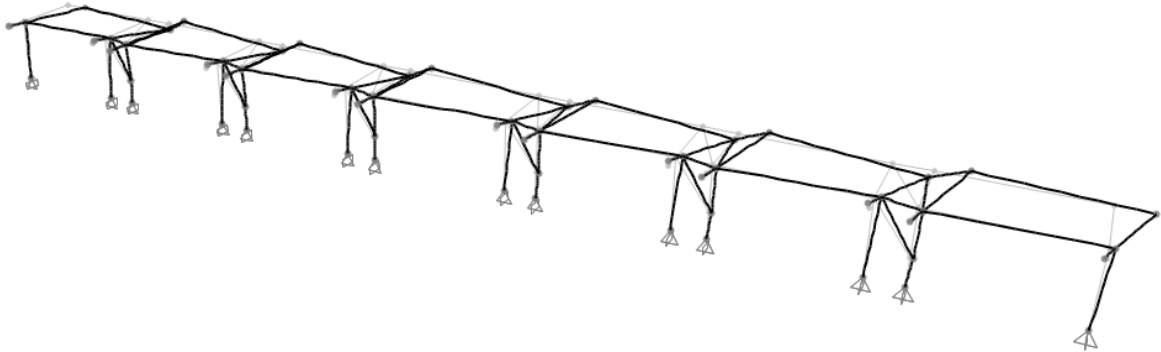
Combinare secondo le:

Dead+G1+G2+E+Qacc*0.3+Qaccgrad *0.6

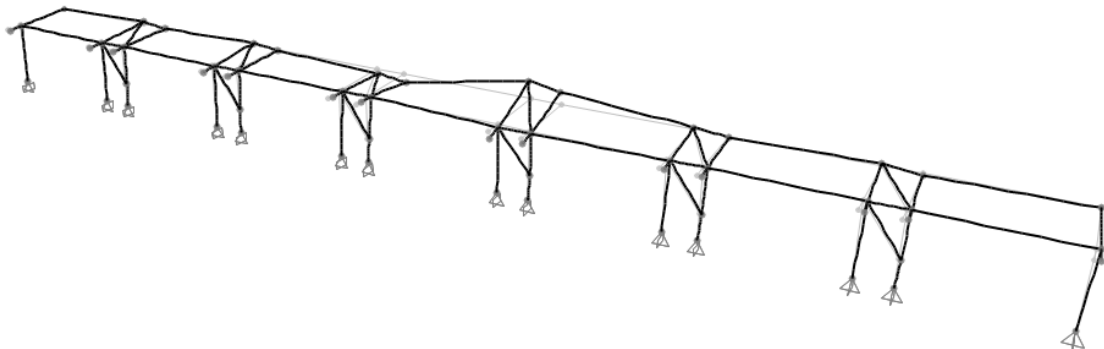
Ex+0.3*Ey; Ey+0.3*Ex

Principali deformate

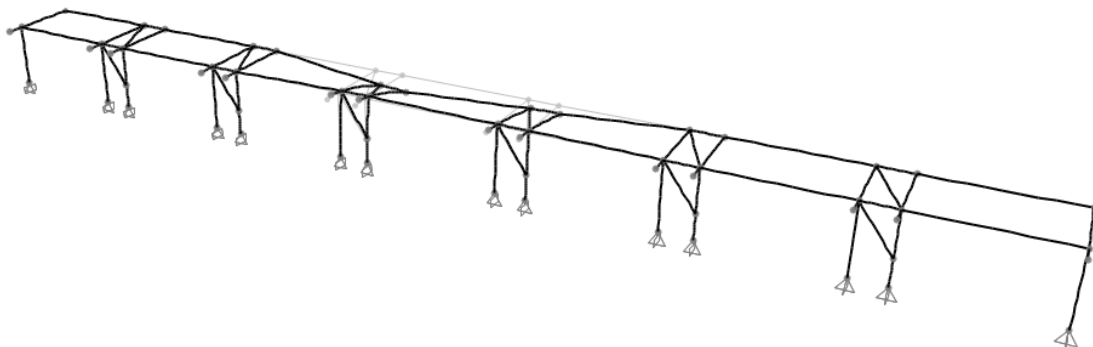
Deformed Shape (MODAL) - Mode 1; T = 0.45016; f = 2.22144



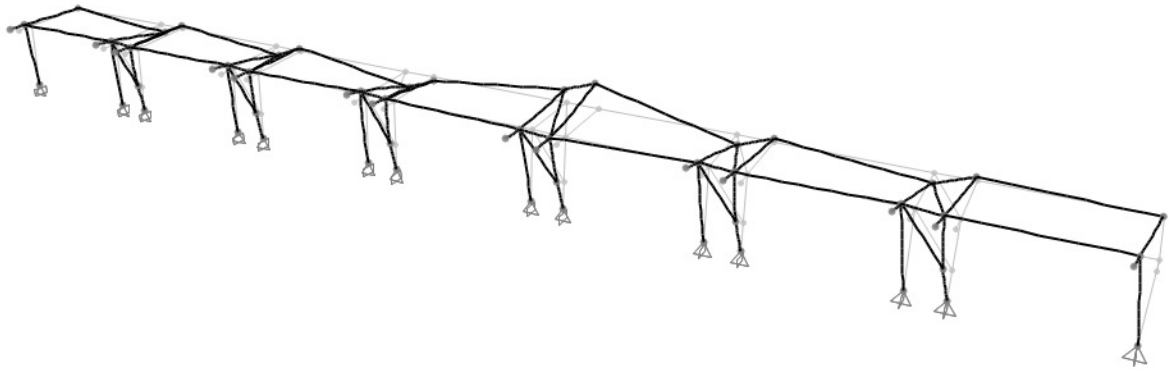
Deformed Shape (MODAL) - Mode 2; T = 0.22138; f = 4.51716



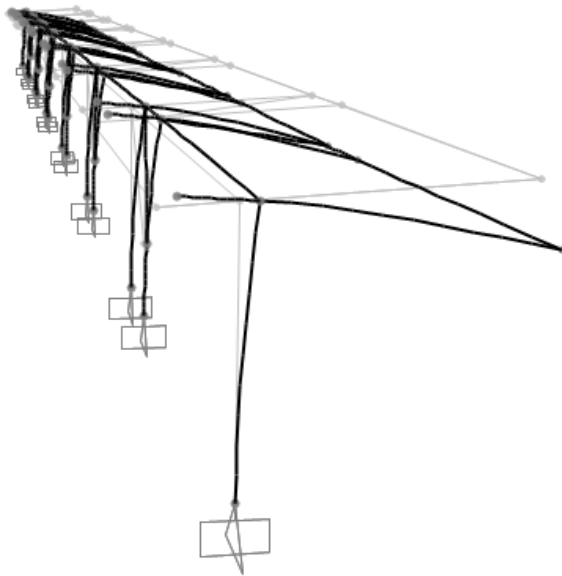
Deformed Shape (MODAL) - Mode 3; T = 0.22073; f = 4.53037



Deformed Shape (MODAL) - Mode 4; T = 0.21901; f = 4.56601



Deformed Shape (COMB1)



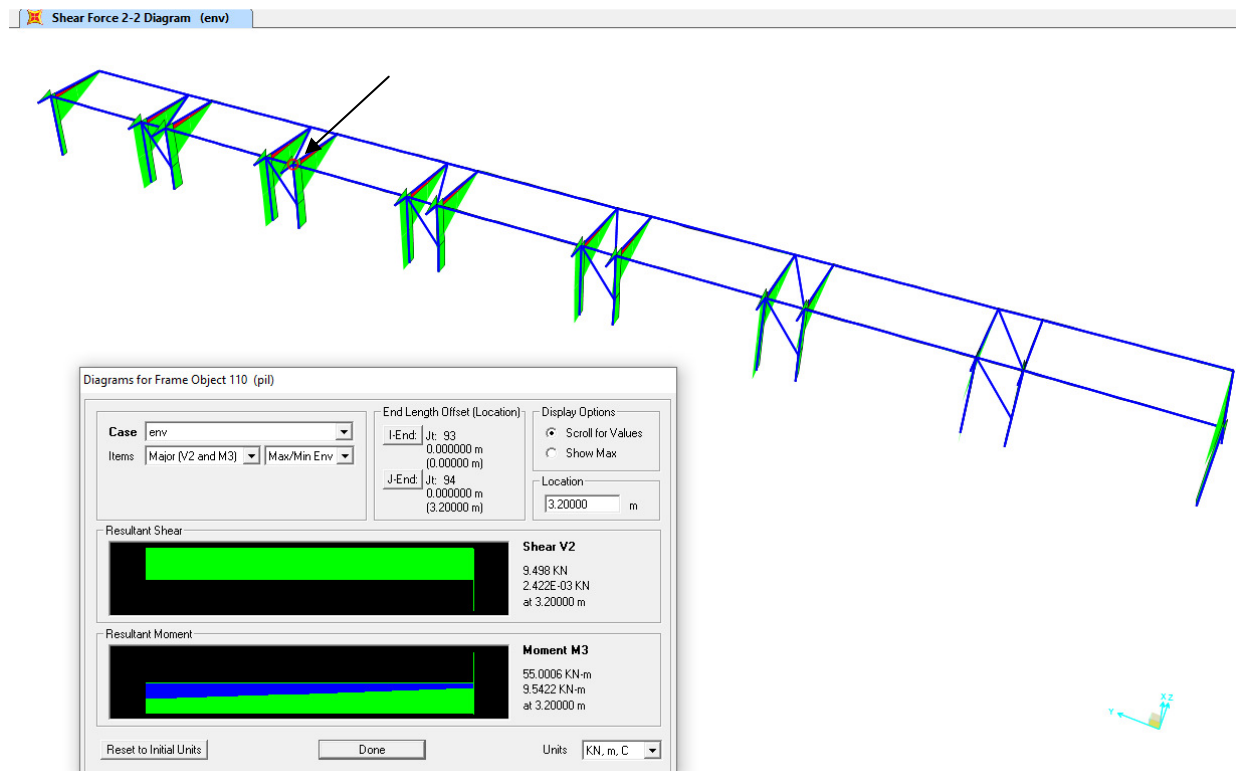
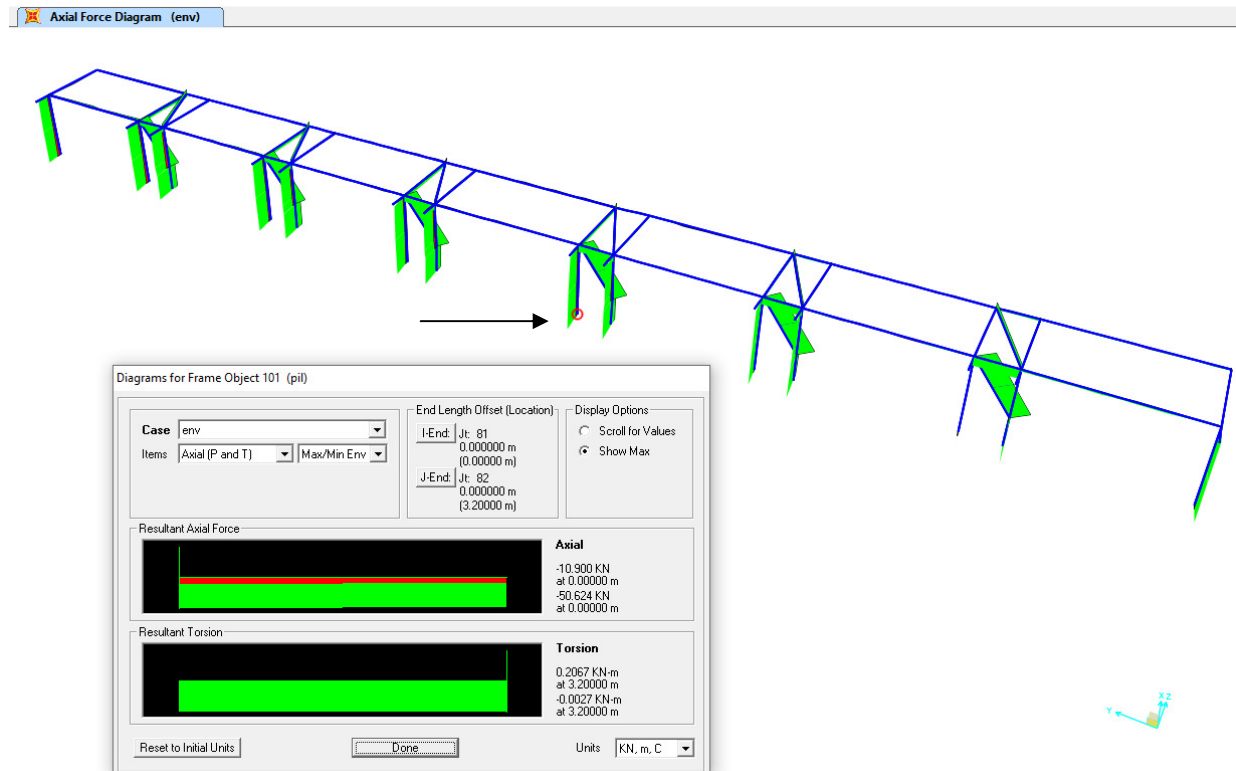
Reazioni alla base

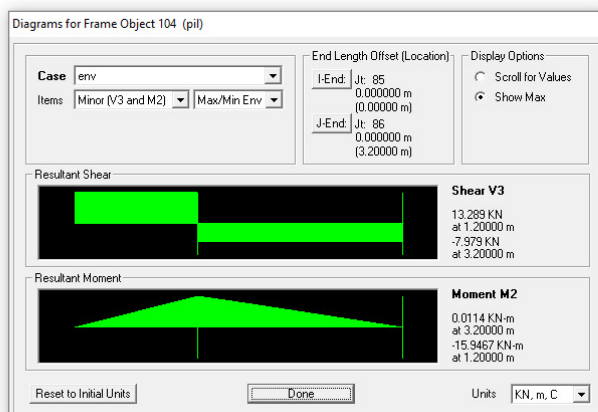
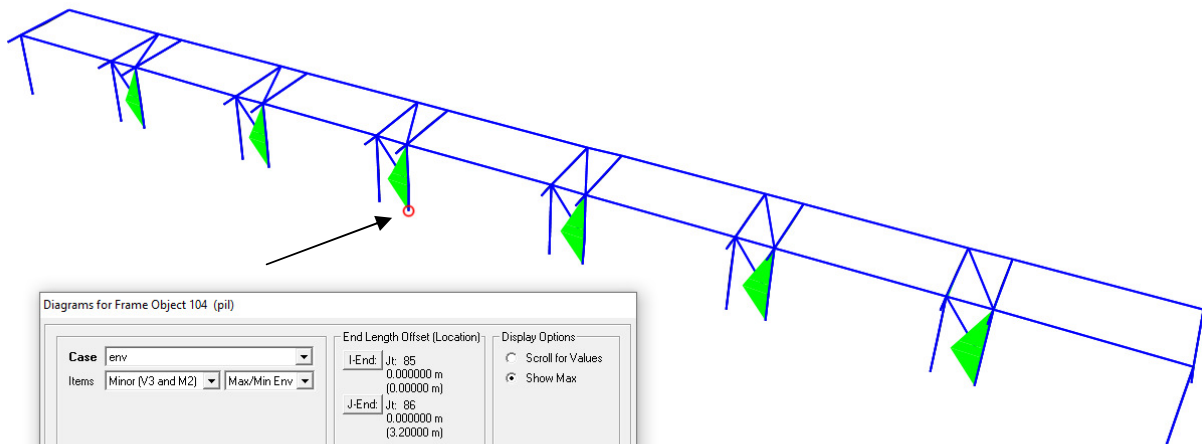
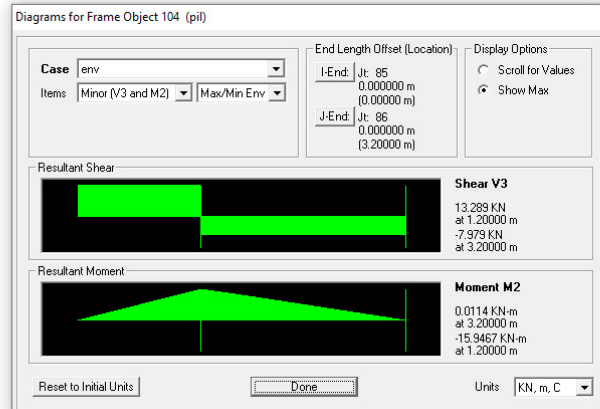
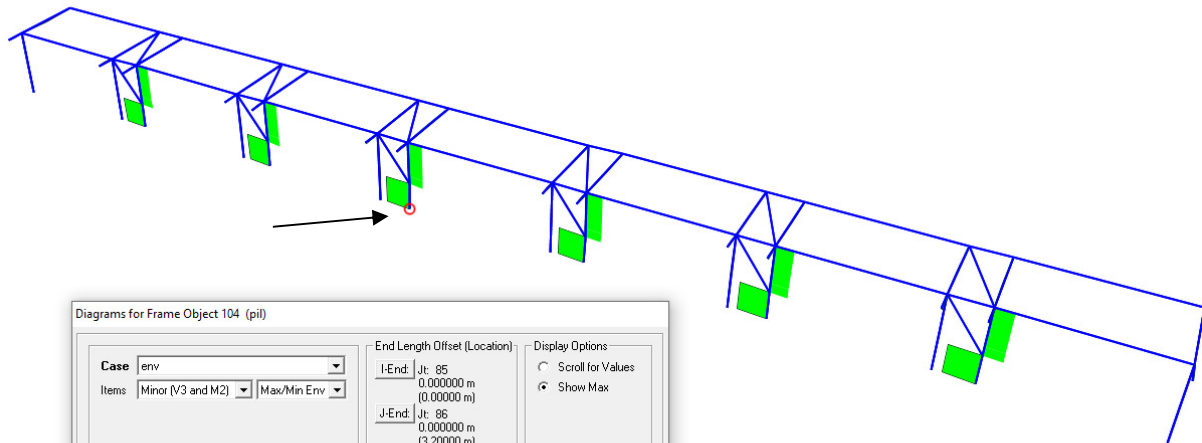
TABLE: Base Reactions

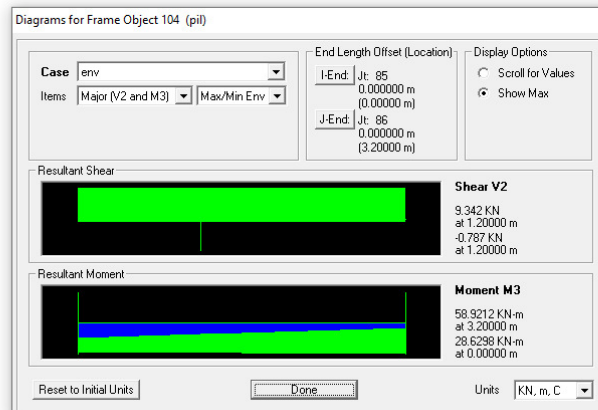
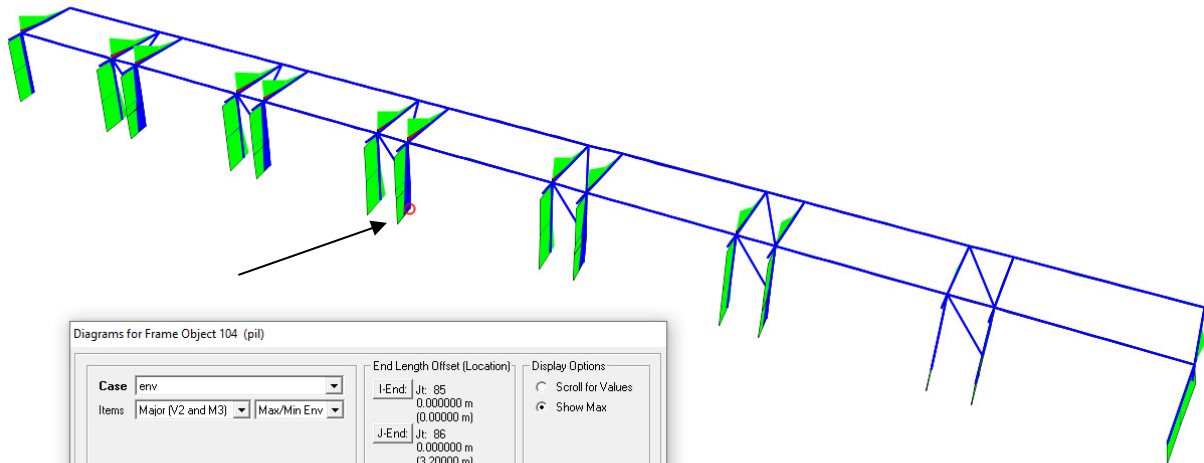
OutputCase	CaseType	StepType	StepNum	GlobalFX	GlobalFY	GlobalFZ	GlobalMX	GlobalMY	GlobalMZ
Text	Text	Text	Unitless	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
DEAD	LinStatic			0	0	80	2080	-863	0
g2	LinStatic			0	0	63	1626	-703	0
neve	LinStatic			0	0	252	6504	-2812	0
vento	LinStatic			0	0	101	2621	-1176	0
sy	LinStatic			0	-80	0	257	0	-888
sx	LinStatic			-80	0	0	0	-257	2068

Sollecitazioni

Diagrammi qualitativi. I valori puntuali sono riportati nelle verifiche dedicate.







VERIFICHE

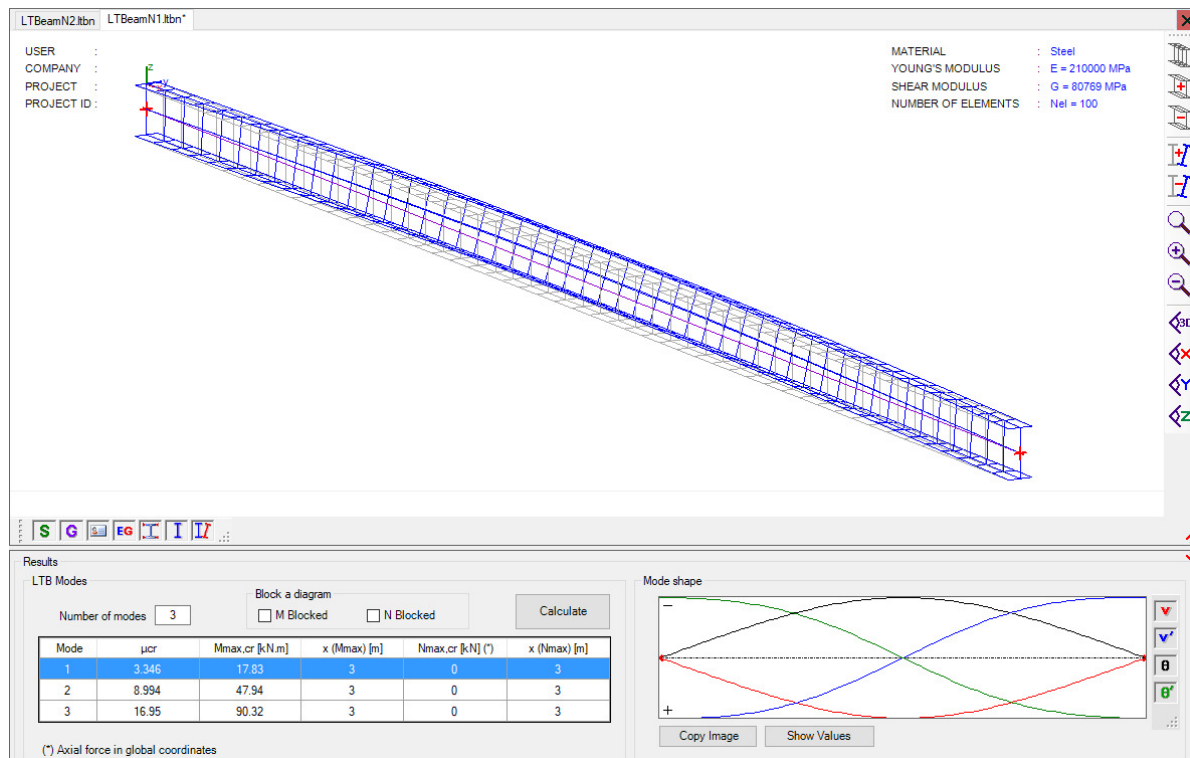
Travi secondarie IPE 180 s275 su campata Lmax 6m

Luce massima = 6.0m

$q_{ult} = 0.2 \cdot 1.3 + (0.1 \cdot 1.3 + 1.2 \cdot 1.5 + 0.55 \cdot 1.5 \cdot 0.6) \cdot 1 = 2.69 \text{ kN/m}$

$l = 6.0 \text{ m}$ in schema statico di trave in semplice appoggio

- $M_{sdu \text{ max}} = 12.15 \text{ kNm} < M_{rdu} = 43.58 \text{ kNm}$
- $V_{sdu} = 8.07 \text{ kN} < V_{rdu} = 170.2 \text{ kN}$
- Instabilità flessione torsionale: $M_{cr} = 17.83 \text{ kNm} \Rightarrow M_{brd} = 13.48 \text{ kNm} > 12.15 \text{ kNm}$



VERIFICA AD INSTABILITA' FLESSO TORSIONALE

Riferimenti normativi: D.M. 14/01/2018 § 4.2.4.1.3.2

E =	210000	MPa	$M_{cr} =$	17.83	kNm	da LTbeamN
G =	80769	MPa	f =	1.05		
$f_{yk} =$	275	MPa	$\lambda_{LT} =$	1.95		
$\gamma_{M1} =$	1.05		$\Phi_{LT} =$	2.689		
			$\chi =$	0.210	<	1.0 ; 0.25
Sezione	IPE180		$M_{brd} =$	13.48	kNm	
h =	180	mm				
b =	90	mm				
W =	245400	mm ³				
$\alpha_{LT} =$	0.34					
Altri parametri						
$\beta =$	1					
$\lambda_{LT,0} =$	0.2					
kc =	0.94					

- Deformazione: $d_2 = 14.76 \text{ mm} < L/250 = 24.00 \text{ mm}$ (coperture in genere)
- Sollecitazioni massime

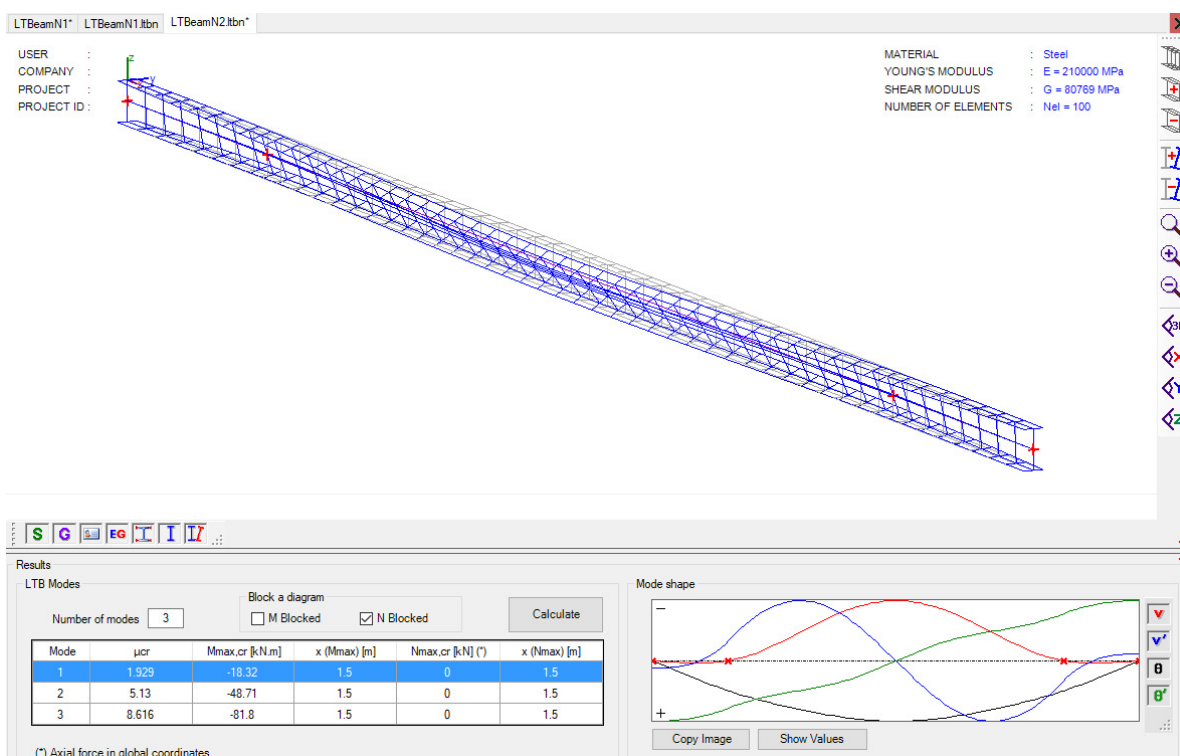


Travi secondarie IPE 180 S275 su campata centrale

$$q_{ult} = 0.2 \cdot 1.3 + (0.1 \cdot 1.3 + 1.2 \cdot 1.5 + 0.55 \cdot 1.5 \cdot 0.6) \cdot 1 = 2.69 \text{ kN/m}$$

$l = 1.5 + 6.7 + 1.5 \text{ m}$ in schema statico di trave in semplice appoggio a tre campate

- $M_{sdu \text{ max}} = 9.50 \text{ kNm} < M_{rdu} = 43.58 \text{ kNm}$
- $V_{sdu} = 9.66 \text{ kN} < V_{rdu} = 170.2 \text{ kN}$
- Instabilità flessione torsionale: $M_{cr} = 18.32 \text{ kNm} \Rightarrow M_{brd} = 13.48 \text{ kNm} > 9.50 \text{ kNm}$



VERIFICA AD INSTABILITA' FLESSO TORSIONALE

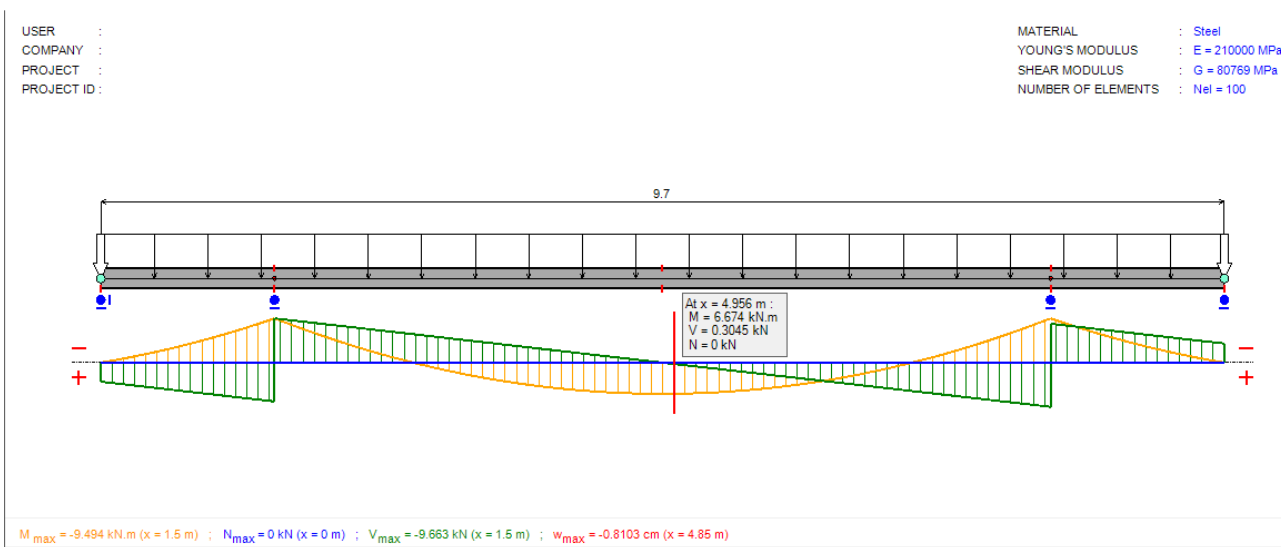
Riferimenti normativi: D.M. 14/01/2018 § 4.2.4.1.3.2

E =	210000	MPa	Mcr =	18.32	kNm	da LTbeamN
G =	80769	MPa	f =	1.05		
f _{yk} =	275	MPa	λ _{LT} =	1.92		
γ _{M1} =	1.05		Φ _{LT} =	2.634		
			χ =	0.216	<	1.0 ; 0.26
Sezione	IPE180					
h =	180	mm	M _{brd} =	13.86	kNm	
b =	90	mm				
W =	245400	mm ³				
α _{LT} =	0.34					

Altri parametri

β =	1
λ _{LT,0} =	0.2
k _c =	0.94

- Deformazione: d2 = 5.25mm < L/250 = 26.40 mm
- Sollecitazioni massime



Connessione delle secondarie sulle principali

Le sollecitazioni massime da trasmettere sono

$$M_{sdu} = 9.50 \text{ kNm}$$

$$V_{sdu \text{ max}} = 9.66 \text{ kN}$$

Il trasferimento avviene per mezzo di piastre bullonate con M12 cl.8.8

Verifica dei bulloni:

$$V_{sdu} (v_{sdumax}) = V_{sdumax} / n^{\circ} \text{ bulloni / sezioni di taglio} = 9.66 / 4 / 2 = 1.21 \text{ kN}$$

$$V_{sdu} (m_{sdumax}) = M_{sdumax} / n^{\circ} \text{ coppie bulloni / braccio di leva / sezioni di taglio} = 9.50 / 2 / 0.089 / 2 = 26.68 \text{ kN}$$

$$V_{sdui} = \sqrt{1.21^2 + 26.68^2} = 26.71 \text{ kN} < F_v, R_d = 0.6 \cdot f_{tb} \cdot A_{res} / \gamma_{M2} = 32.3 \text{ kN}$$

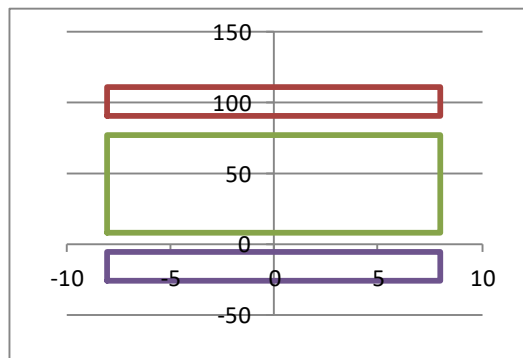
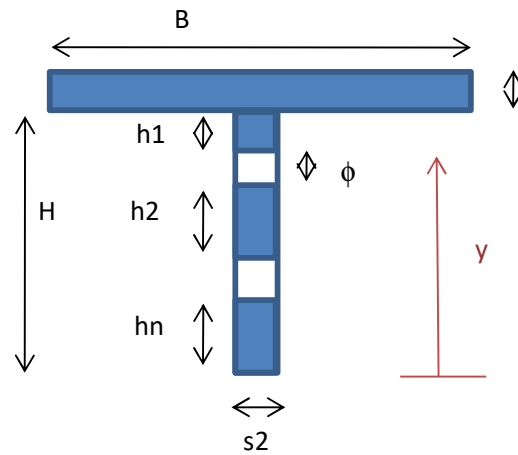
Verifica dei piatti sp. 8mm affiancati:

Piastra a T con fori per perni/bulloni

B =	0	mm
s1 =	0	mm
s2 =	16	mm
htot =	110	mm

h1 =	20	mm
h2 =	70	mm
h3 =	20	mm
h4 =		mm
h5 =		mm
h6 =		mm
h7 =		mm
h8 =		mm
h9 =		mm
h10 =		mm
h11 =		mm
h12 =		mm
h13 =		mm
h14 =		mm
h15 =		mm
ϕ =	13	mm

n =	0	numero fori
H =	110	mm
H tot =	110	mm
A =	1760	mm ²
A v =	1760	mm ²
xg =	0	mm
yg =	42	mm
Ixx =	2631627	mm ⁴
Wxx =	62658	mm ³
Wxx =	38700	mm ³



Verifica

M =	7.800	kNm	f _{yk} =	275	Mpa
V =	20.48	kN	g =	1.05	
N =	0.00	kN	f _{yd} =	261.9	Mpa
σ =	124.49	MPa			
σ =	201.55	MPa	Mrd =	10.14	kNm
t =	17.5	MPa			
σ_{id} =	203.8	MPa			

$$Mrdu = 10.14 \text{ kNm} > Msdu \text{ max} = 9.50 \text{ kNm}$$

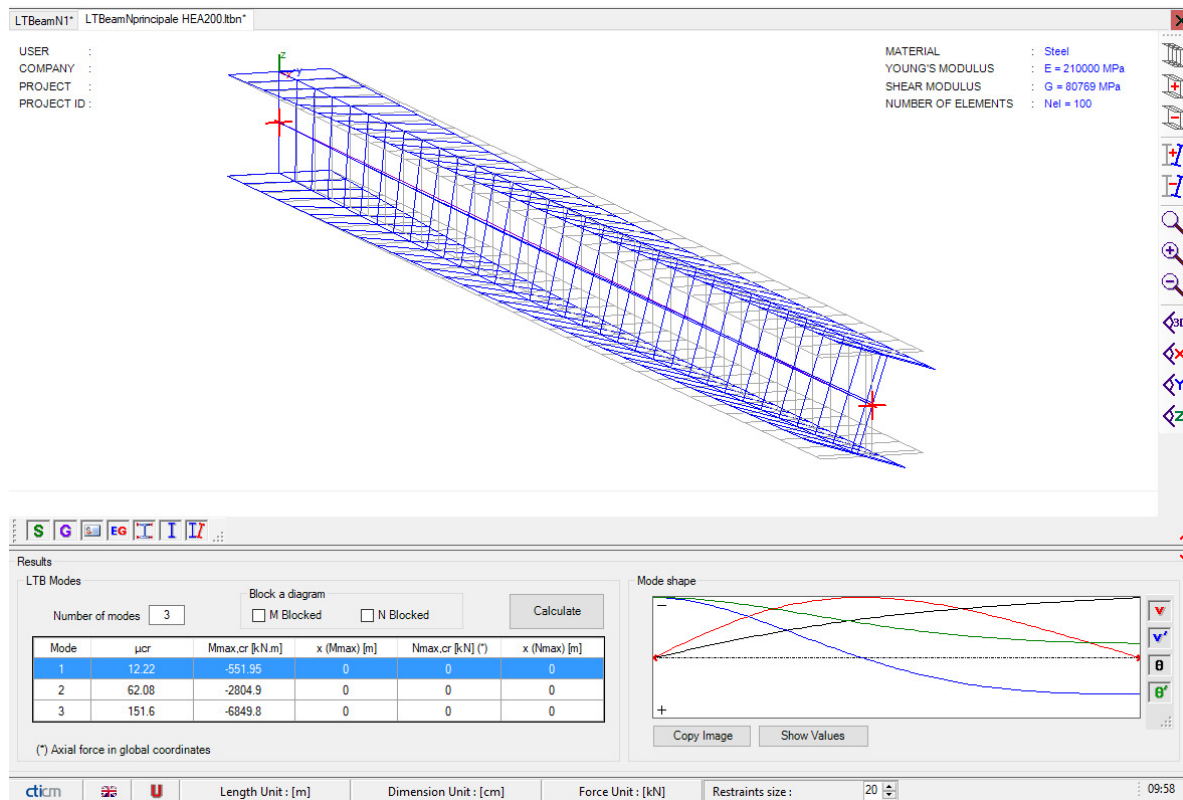
Travi principali HEA200 S275

Si analizza la situazione più sfavorevole. Azione del vento diretta verso il basso + neve.

$$q_{ult} = p.p * 1.3 + (0.3 * 1.3 + 1.2 * 1.5 + 0.55 * 1.5 * 0.6) * 4.10 = p.p. + 11.01 \text{ kN/m}$$

$l = 3.20 \text{ m}$ in schema statico di trave incastrata

- $M_{sdu} \max < 60.00 \text{ kNm} < M_{rdu} = 112.50 \text{ kNm}$
- $V_{sdu} < 40.00 \text{ kN} < V_{rdu} = 273.00 \text{ kN}$
- Instabilità flessione torsionale: $M_{cr} = 551.97 \text{ kNm} \Rightarrow M_{brd} = 91.18 \text{ kNm} > 60.00 \text{ kNm}$



VERIFICA AD INSTABILITA' FLESSO TORSIONALE

Riferimenti normativi: D.M. 14/01/2018 § 4.2.4.1.3.2

E =	210000	MPa	$M_{cr} =$	551.97	kNm	da LTbeamN
G =	80769	MPa	f =	0.98		
$f_{yk} =$	275	MPa	$\lambda_{LT} =$	0.44		
$\gamma_{M1} =$	1.05		$\Phi_{LT} =$	0.656		
			$\chi =$	0.896	<	1.0 ; 5.28

Sezione	HEA200	
h =	200	mm
b =	190	mm
W =	388600	mm ³
$\alpha_{LT} =$	0.49	

$$M_{brd} = 91.18 \text{ kNm}$$

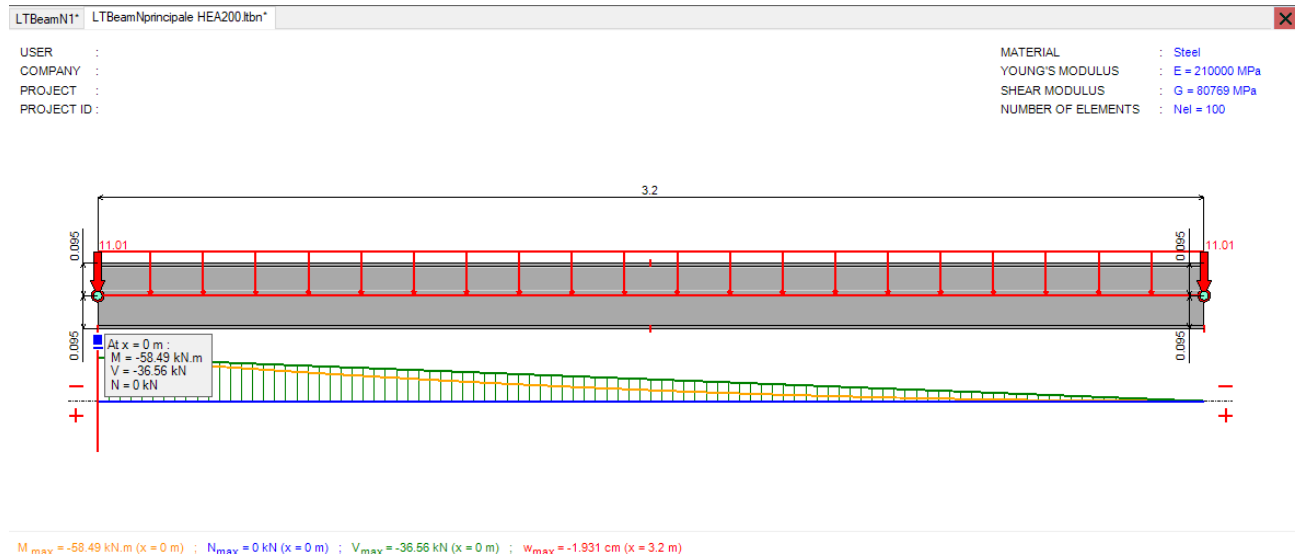
Altri parametri

$\beta =$	1
$\lambda_{LT,0} =$	0.2
$k_c =$	0.94

- Deformazione:

Per le deformazioni si tiene in conto anche il pilastro
 $d_2 = 24.84 \text{ mm} < 2L/250 = 25.60 \text{ mm}$

- Sollecitazioni massime



Connessione travi principali su pilastro

La connessione avviene con una piastra con bulloni M20 cl. 8.8

$M_{sdu} \max < 60 \text{ kNm}$

Predimensionamento:

il predimensionamento viene effettuato ipotizzando una piastra indeformabile e una zona di contatto a compressione puntuale

DATI

V _{sdu}	0	kNm
N _{sdu}	0	kNm
M _{sdu}	60	kNm
n° colonne	2	

SOLLECITAZIONI SUL GIUNTO FLANGIATO

fila	z _i	z _i ²	F _{sdu} (N) kN	F _{sdu} (M) kN	Singolo bullone
					F _{sdu} tot kN
1	330	108900	0.00	69.71	69.71
2	170	28900	0.00	35.91	35.91
3	65	4225	0.00	13.73	13.73

Dal quale si ricava una trazione di 69.71 kN sul singolo bullone $< N_{rdu} = 141.12 \text{ kN}$

Dove $N_{rdu} (4.2.8.1.1) = 0.9 \cdot f_{tb} \cdot A_{res} / \gamma_{M2} = 141.12 \text{ kN}$

Verifica connessione:

Giunto flangiato secondo EC3 - parte 8

Classe dei bulloni e diametri

Valore di snervamento dell'acciaio del bullone
Valore di rottura dell'acciaio del bullone
Coefficiente di sicurezza dell'acciaio del profilo
Diametro dei bulloni
Diametro dei fori (secondo il D.M. 14/01/2008)
Area della porzione filettata del gambo del bullone

fyb 649 [N/mm²]
fub 800 [N/mm²]
gM2 1.25
d 20 [mm]
d0 21 [mm]
As 245 [mm²]

Materiale profilati

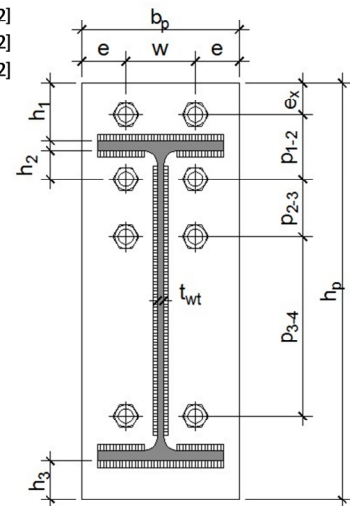
Valore di snervamento dell'acciaio della colonna
Valore di rottura dell'acciaio della colonna
Modulo di elasticità dell'acciaio della colonna
Coefficiente di sicurezza dell'acciaio della colonna
Coefficiente di sicurezza dell'acciaio della colonna

fyk,c 275 [N/mm²]
fuk,c 430 [N/mm²]
Ec 210000 [N/mm²]
gM0 1.1
gM2 1.25

Flangia

Altezza della flangia
Larghezza della flangia
Spessore della flangia
Passo orizzontale tra i bulloni
Distanza tra l'estremità superiore della flangia e l'estradosso dell'ala sup.
Distanza tra l'intradosso dell'ala sup. e la seconda riga di bulloni
Distanza tra l'estremità inferiore della flangia e l'intradosso dell'ala inf.
Distanza orizzontale dei bulloni dal bordo della flangia
Righe di bulloni
1° Riga (riga al di sopra dell'ala della trave)
2° Riga (prima riga al di sotto dell'ala della trave)
3° Riga (seconda riga al di sotto dell'ala della trave)
4° Riga (terza riga al di sotto dell'ala della trave)

hp 380 [mm]
bp 200 [mm]
tp 20 [mm]
w 90 [mm]
h1 140 [mm]
h2 60.2 [mm]
h3 0 [mm]
ep 55 [mm]
ex,p 50 [mm]
p1-2 160 [mm]
p2-3 105 [mm]
p3-4 0 [mm]



Valore del coefficiente a

RIGA 1° 6.90 COLONNA
RIGA 2° 6.90 COLONNA
RIGA 2° 6.14 TRAVE

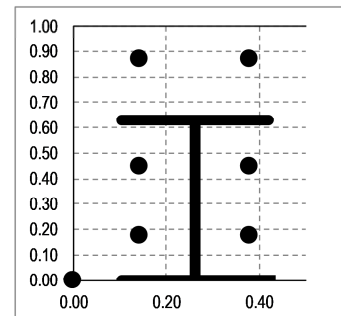
Resistenze e coordinate

Ftr,1,Rd,e 120.1752999 [kN]
Ftr,2,Rd,e 157.0796327 [kN]
Ftr,3,Rd,e 57.18041141 [kN]
Ftr,4,Rd,e 0 [kN]
Ftr,5Rd,ef 0 [kN]

Parametro di trasformazione b
b 1.00

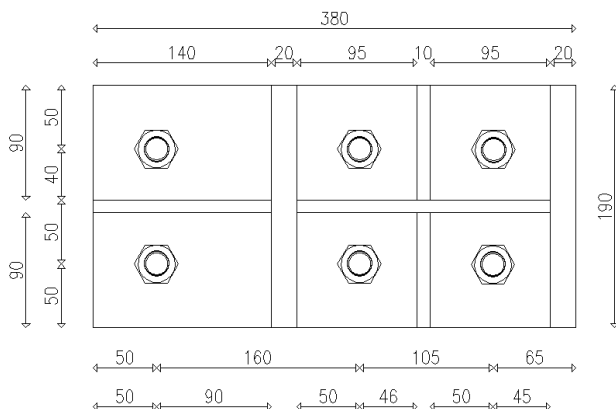
Momento resistente della connessione

Mj,Rd 68.44 [kNm]



Mrdu = 68.44 kN > Msdu max < 60 kNm

Verifica della flangia



Fila di sinistra

$$N_{sdu\ max} = 120.17/68 \cdot 60/2 = 53.02\ \text{kN}$$

Scomposizione della forza sui due lati vincolati

$$N_{sdu\ su\ anima} = 53.05/130 \cdot 90 = 36.73\ \text{kN}$$

$$M_{sdu} = f \cdot b = 36.73 \cdot 0.04 = 1.47\ \text{kNm}$$

$$\sigma = 1470000/(140 \cdot 20^2/6) = 157.5\ \text{MPa} < 275/1.05 = 261.90\ \text{MPa}$$

$$N_{sdu\ su\ ala} = 53.05/130 \cdot 40 = 16.32\ \text{kN}$$

$$M_{sdu} = f \cdot b = 16.32 \cdot 0.09 = 1.47\ \text{kNm}$$

$$\sigma = 1470000/(95 \cdot 20^2/6) = 232.11\ \text{MPa} < 275/1.05 = 261.90\ \text{MPa}$$

Fila di centrale

$$N_{sdu\ max} = 157.08/68 \cdot 60/2 = 69.3\ \text{kN}$$

Si considera lo schema di trave incastrata trascurando il contributo dell'anima

$$M_{sdu\ max\ campata} = f \cdot L1^2 \cdot L2^2 / L_{tot}^3 = 69.3 \cdot 0.05^2 \cdot 0.045^2 / 0.095^3 = 0.41\ \text{kNm}$$

$$M_{sdu\ max\ incastro} = f l1 \cdot L2^2 / L_{tot}^2 = 69.3 \cdot 0.045 \cdot 0.05^2 / 0.095^2 = 0.86\ \text{kNm}$$

$$\sigma_{campata} = 410000/((95-21) \cdot 20^2/6) = 83.11\ \text{MPa} < 275/1.05 = 261.90\ \text{MPa}$$

$$\sigma_{incastro} = 860000/(95) \cdot 20^2/6 = 135.79\ \text{MPa} < 275/1.05 = 261.90\ \text{MPa}$$

Verifica del collegamento con vento agente verso l'alto

$$q_{ult\ agente\ sulla\ trave\ principale} = 0.42 \cdot 1.0 + (0.3 \cdot 1.0 - 1.15 \cdot 1.5) \cdot 4.10 = -5.42\ \text{kN/m}$$

$l = 3.20\ \text{m}$ in schema statico di trave incastrata

Sollecitazioni sul nodo:

- $M_{sdu\ max} < 28\ \text{kNm}$
- $V_{sdu} < 18\ \text{kN}$

Le sollecitazioni sono molto inferiori a quanto appena verificato

Pilastri

Sezione

Section Name pil2 Display Color ☐

Section Notes Modify/Show Notes...

Dimensions

Outside height (t3)	0.24
Top flange width (t2)	0.2
Top flange thickness (tf)	0.02
Web thickness (tw)	0.015
Bottom flange width (t2b)	0.2
Bottom flange thickness (tfb)	0.02

Material + S275

Property Modifiers Set Modifiers...

Section

Properties Section Properties... Time Dependent Properties...

OK Cancel

Properties			
Cross-section (axial) area	11000.	Section modulus about 3 axis	892222.2
Moment of Inertia about 3 axis	1.071E+08	Section modulus about 2 axis	267229.17
Moment of Inertia about 2 axis	26722917	Plastic modulus about 3 axis	1030000.
Product of Inertia about 2-3	0.	Plastic modulus about 2 axis	411250.
Shear area in 2 direction	3600.	Radius of Gyration about 3 axis	98.6577
Shear area in 3 direction	6666.6667	Radius of Gyration about 2 axis	49.2885
Torsional constant	1213835.4	Shear Center Eccentricity (x3)	0.

Sollecitazioni massime e relative verifiche

$M3 \text{ sdu max} < 60 \text{ kNm} < M_{rdu} 3 = 275/1.05 \cdot 1030000/10^6 = 269.8 \text{ kNm}$

$M2 \text{ sdu max} < 16 \text{ kNm} < M_{rdu} 2 = 275/1.05 \cdot 411250/10^6 = 107.7 \text{ kNm}$

$N_{sdu} \text{ max} < 51 \text{ kN compressione} < N_{cr} \text{ sdu} = 910 \text{ kN}$

$N_{sdu} \text{ min} < 19 \text{ kN trazione} < N_{rdu} = 11000 \cdot 275/1.25/10^3 = 2420 \text{ kN}$

$V3 \text{ sdu max} < 14 \text{ kN} < V3 \text{ rdu} = 275/\text{radq}(3)/1.05 \cdot 6666/10^3 = 1008 \text{ kN}$

$V2 \text{ sdu max} < 10 \text{ kN} < V2 \text{ rdu} = 275/\text{radq}(3)/1.05 \cdot 3600/10^3 = 544 \text{ kN}$

$M3 \text{ sdu}/M3 \text{ rdu} + M2 \text{ sdu}/M2 \text{ rdu} = (60/269) + (16/107) = 0.37 < 1$

La sezione risulta abbondantemente entro le verifiche.

Calcolo della verifica ad instabilità della colonna

Verifica compressione con instabilità per carico di punta			
SEZIONE			
MATERIALE			
Valore di snervamento dell'acciaio			
E	210000	MPa	
f _y	275	MPa	
ε	0.92		
γ _{M0}	1.05		
γ _{M1}	1.1		
CARATTERISTICHE MECCANICHE			
Lunghezza elemento	L	6.40	m
Parametro instabilità	β	1.00	
Area della sezione trasversale	A	11000.00	mm ²
Momento d'inerzia minimo	I	26722917	mm ⁴
Raggio d'inerzia minimo	ρ	49.29	mm
SOLLECITAZIONI			
N _{sdu}	50	kN	
VERIFICA AD INSTABILITA' PER CARICO ASSIALE			
Snellezza	λ	129.85	
Carico assiale critico	N _{cr}	1352	kN
Curva di instabilità		c	
Fattore di imperfezione	α	0.49	
Snellezza'	λ'	1.50	
Fattore Φ	Φ	1.94	
Coefficiente χ	χ	0.315936	
Carico assiale massimo per instabilità	N _{b,Rd}	910	kN

R00 -31/05/2013-Ing. Valentina Bertolutti

Connessione pilastro su fondazioni

Il collegamento avviene per mezzo di una piastra collegata alla fondazione in c.a. per mezzo di 10 tirafondi M18 S275 ad uncino.

Le massime sollecitazioni agenti alla base della colonna sono:

M3 sdu < 60 kNm

M2 sdu = 0 kNm

V2 sdu < 14 kN

V3 sdu < 10 kN

Nmax = 49kN

Nmin (trazione) < 19 kN

Titolo : _____

N° figure elementari 1 **Zoom** **N° strati barre** 3 **Zoom**

N°	b [cm]	h [cm]
1	32	42

N°	As [cm²]	d [cm]
1	10.18	38
2	10.18	4
3	5.09	20.5

Tipo Sezione
☒ Rettan.re ☐ Trapezi
☐ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☐ Coord.

Sollecitazioni
 S.L.U. **Metodo n**
 N_{Ed} 0 kN
 M_{Ed} 60 kNm
 V_{Ed} 0

P.to applicazione N
☒ Centro ☐ Baricentro cls
☐ Coord.[cm] xN 0 yN 0

Metodo di calcolo
☐ S.L.U.+ ☐ S.L.U.-
☒ Metodo n

Materiali
 B450C C25/30
 ε_{su} 67.5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391.3 N/mm² ε_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200 000 N/mm² f_{cd} 14.17
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ε_{syd} 1.957 ‰ σ_{c,adm} 9.75
 σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.6
 τ_{c1} 1.829

σ_c -5.932 N/mm²
 σ_s 163.6 N/mm²
 ε_s 0.8179 ‰
 d 38 cm
 x 13.39 x/d 0.3523
 δ 0.8804

Verifica
 N° iterazioni: 4
☐ Precompresso

Trascurando la compressione agente sulla colonna si ottiene una azione di trazione sui tirafondi determinata a favore di sicurezza

La trazione non è concomitante con la massima azione di flessione agente sul collegamento.

Tirafondi: verifica a trazione

$$E_{sdu} = 163.6 \cdot 254 / 10^3 = 41.55 \text{ kN}$$

$$E_{rdu} = \min(A_{res} \cdot f_{yk} / g_{M0} ; 0.9 \cdot f_{tb} \cdot A_{res} \cdot f_{yk} / g_{M2}) =$$

$$= \min(192 \cdot 275 / 1.05 ; 0.9 \cdot 430 \cdot 192 / 1.25) =$$

$$= \min(50285 ; 59443) = 50285 \text{ N} \approx 50.28 \text{ kN} > E_{sdu}$$

Tirafondi: verifica a taglio

$$V_{sdu} = \text{radq}(14^2 + 10^2) / 10 = 1.72 \text{ kN}$$

$$V_{rdu} = \min(A_{res} \cdot f_{yk} / \sqrt{3} g_{M0} ; 0.6 \cdot f_{tb} \cdot A_{res} \cdot f_{yk} / g_{M2}) =$$

$$= \min(192 \cdot 275 / \sqrt{3} / 1.05 ; 0.6 \cdot 430 \cdot 192 / 1.25) =$$

$$= \min(29032 ; 39629) = 29032 \text{ kN} \approx 29.03 \text{ kN} > V_{sdu}$$

Tirafondi: verifica a taglio+trazione

$$V_{sdu} / V_{rdu} + E_{sdu} / E_{rdu} / 1.4 = 1.7 / 29.03 + 41.55 / 50.29 / 1.4 = 0.65 < 1$$

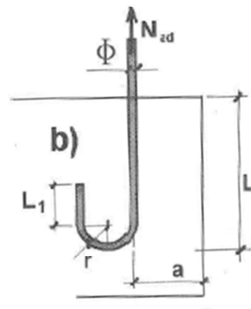
Verifica allo sfilamento dei tirafondi:

TIRAFONDI AD UNCINO

EC3 (EN 1993-1-8 par. 6.2.8)

Calcestruzzo

C25/30	Rck	30	MPa
	fck	24.9	MPa
	fcd	14.1	MPa
	fctm	2.56	MPa
	fctk	1.79	MPa
	fctd	1.19	MPa
	f'cd	7.06	MPa
	fcm	32.9	MPa
	E	31447	MPa
	n	0.2	
	G	13103	MPa



Calcolo portata a trazione tiranti

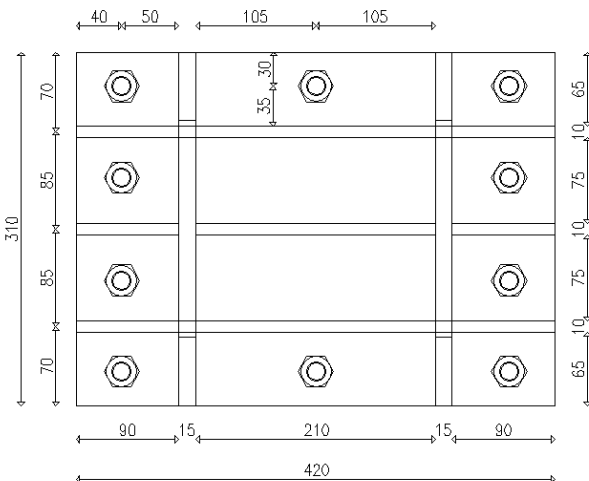
Da "Strutture in acciaio" di Ballo Mazzolani

a	90	mm	distanza asse tirafondo bordo getto
L	400	mm	profondità ancoraggio
r	73	mm	raggio gancio
L1	50	mm	risvolto dritto gancio
∅	18	mm	diametro tirafondo
ftb	800	MPa	
Ares	192	mm ²	
fbd =	1.17	MPa	

N_{rd} = 47.8 kN Resistenza della connessione

E_{rd} = 47.8 kN > E_{sdu} i ✓

Verifica della piastra di base



Fila di sinistra, tirante più esterno

N_{sdu} max = 41.55 kN

Scomposizione della forza sui due lati vincolati

N_{sdu} su piatto orizzontale = 41.55/85*50 = 24.44 kN

M_{sdu} = f*b = 24.44*0.035 = 0.855 kNm

σ = 855000/(90*20^2/6) = 142.5 MPa < 275/1.05 = 261.90 MPa

N_{sdu} su piatto verticale = 41.55/85*35 = 17.11 kN

M_{sdu} = f*b = 17.11*0.05 = 0.855 kNm

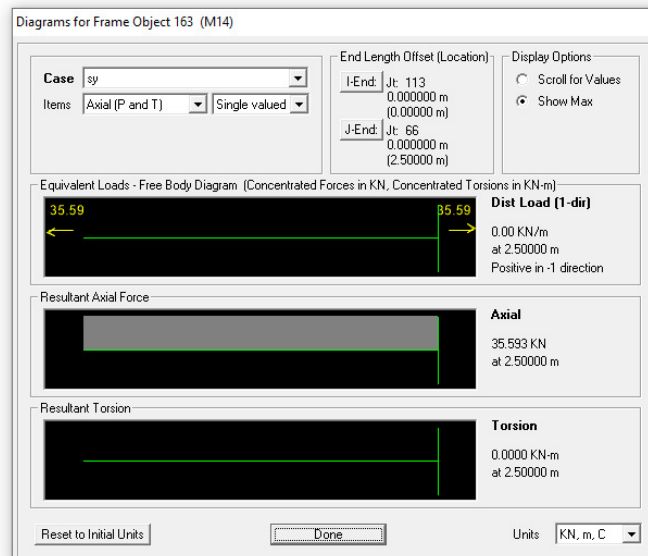
σ = 850000/(70*20^2/6) = 182.14 MPa < 275/1.05 = 261.90 MPa

Tiranti di copertura e di parete M14 S275

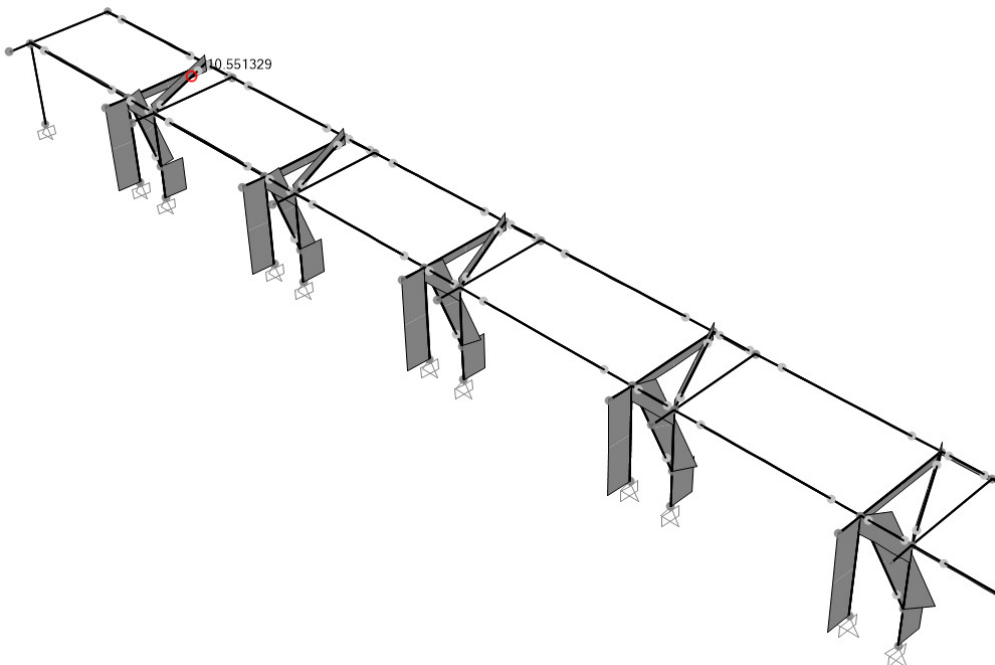
La massima azione di trazione cui sono sottoposti è 35.59 kN. (da modello)

$$N_{rduk} = 0.9 \cdot A_{res} \cdot f_{tk} / \gamma = 0.9 \cdot 115 \cdot 430 / 1.25 / 1000 = 35.60 \text{ kN} > 35.59 \text{ kN} \checkmark$$

Azione assiale massima su tiranti di parete



Azione assiale massima su tiranti di copertura



Si veda anche la validazione del risultato nel “Giudizio motivato dell’accettazione dei risultati”

Parapetto 60x40x4mm S355

Impianti sportivi

$F_h = 2.0 \text{ kN/m}$ azione antropica

$q_h = 1.41 \text{ kN/m}^2$

Interasse montanti max = 1.13m

$V_{sdu \text{ max}} = 2 * 1.5 * 1.13 + 1.41 * 1.13 * 0.95 * 1.5 * 0.6 = 4.75 \text{ kNm} < V_{rdu} 81.37 \text{ kN}$

$M_{sdu \text{ max}} = 2 * 1.5 * 1.13 * 1.10 + 1.41 * 1.13 * 1.5 * 0.6 * 0.95^2 / 2 = 4.38 \text{ kNm} < M_{rdu} = 4.45 \text{ kNm}$

Collegamento parapetto al ca

Verifica C.A. S.L.U. - File: collegamento parapetto

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

TITOLO :

N° figure elementari 1 Zoom N° strati barre 1 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	13.5	14

N°	As [cm²]	d [cm]
1	2.26	11

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N Ed 0 kN
M Ed 4.38 kNm
M yEd 0 kNm

P.to applicazione N
Centro Baricentro cls
Coord. [cm] xN 0 yN 0

Tipo Sezione
Rettan.re Trapezi
a T Circolare
Rettangoli Coord.

Metodo di calcolo
S.L.U. S.L.U.
Metodo n

Materiali

Proprietà	B450C	C25/30
E_{su}	67.5	2
f_{yd}	391.3	3.5
E_s	200 000	14.17
E_s / E_c	15	0.8
E_{syd}	1.957	9.75
$G_{s,adm}$	255	0.6
τ_{c1}	1.829	

σ_c -13.19 N/mm²
 σ_s 210.2 N/mm²

Verifica

N° iterazioni: 4

d 11 cm
x 5.334 x/d 0.4849
 δ 1

Precompresso

Trazione sui tirafondi

$N_{sdu} = 210.2 * 113 / 1000 = 23.75 \text{ kN} < N_{rdu} = 25.4 \text{ kN}$

Resistenza a trazione tirafondi

Resistenza a estrazione di progetto ancoranti HIT RE 500 con HAS

Dimensione ancorante

M12

$N_{0Rd,c} = 23.8 \text{ kN}$

$\gamma_m = 1.8$

$h_{nom} = 110 \text{ mm}$

$h_{act} = 240 \text{ mm}$

$f_{tr} = 2.2$

$R_{ck} = 30 \text{ MPa}$

$f_{b,N} = 1.05$

$s = 85 \text{ mm}$

$f_{A,N} = 0.69$

$c = 60 \text{ mm}$

$f_{R,N} = 0.6727273$

$f_{temp} = 1$

$f_{wstat} = 1$

$n = 2$

resistenza di progetto alla rottura conica del cls
fattore di sicurezza

profondità minima di ancoraggio

profondità di ancoraggio

influenza della profondità di ancoraggio

Resist. Caratteristica a compressione cubica

influenza della resistenza del cls

interasse ancoranti

influenza della distanza degli ancoranti

distanza dal bordo

influenza della distanza dal bordo

influenza della temperatura del materiale base

influenza del calcestruzzo saturo d'acqua

numero ancoranti

Resistenza a estrazione di progetto del cls:

$N_{Rd,c} = N_{0Rd,c} * f_{tr} * f_{b,N} * f_{A,N} * f_{R,N} * f_{temp} * f_{wstat} = 25.4 \text{ kN}$

Resistenza a trazione di progetto dell'ancorante cl 8,8:

$N_{Rd,s} = 48.4 \text{ kN}$

Resistenza a estrazione di progetto del collegamento:

$N_{rd} = \min(N_{Rd,c}; N_{Rd,s}) = 25.4 \text{ kN}$

ing. Valentina Bertolutti R00 (secondo istruzioni Hilti)

Verifica gradoni

$$Q_{acc} = 5.00 \text{ kN/m}^2$$

Schema statico: trave in semplice appoggio di luce 1.10m

$$q_{ult} = 0.15 \cdot 25 \cdot 1.3 + 5 \cdot 1.5 = 12.38 \text{ kN/m}$$

$$M_{sdu} = 12.38 \cdot 1.1^2 / 8 = 1.87 \text{ kNm/m}$$

$$V_{sdu} = 12.38 \cdot 1.1 / 2 = 6.81 \text{ kN/m}$$

$$M_{rdu} (b=100; h=15\text{cm}; c=5; a_l = \phi 8/20; C25/30; B450C) = 13.33 \text{ kNm/m} > M_{sdu}$$

$$V_{rdu} (b=100; h=15\text{cm}; c=5; a_l = \phi 8/20; C25/30; B450C) = 49.40 \text{ kN/m} > V_{sdu}$$

Verifica muretto a sostegno del parapetto

$$\text{Azione del vento } q_{vk} = 1.41 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Accidentale su seduta } q_{acc} = 5.0 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Acc orizz su parapetto } q_h = 2.0 \text{ kN/m}$$

Taglio alla base del setto

$$V_{sdu} = 1.41 \cdot 2 \cdot 1.5 + 2 \cdot 1.5 = 7.23 \text{ kN/m}$$

Momento alla base del setto

$$M_{sdu} = 1.41 \cdot 1.5 \cdot 2^2 / 2 + 2.0 \cdot 1.5 \cdot 2 + 5 \cdot 1.5 \cdot 0.45^2 / 2 = 10.99 \text{ kNm/m}$$

A favore di sicurezza si considera vento ed azione antropica concomitanti e con $\gamma = 1.5$

$$M_{rdu} (b=100; h=20\text{cm}; c=5; a_l = \phi 8/20; C25/30; B450C) = 18.24 \text{ kNm/m} > M_{sdu}$$

Pannelli di copertura

Si adottano pannelli da 16mm HD che ha una resistenza al carico di 4,00 kN/m² in pressione e di 1,70 kN/m² in depressione.

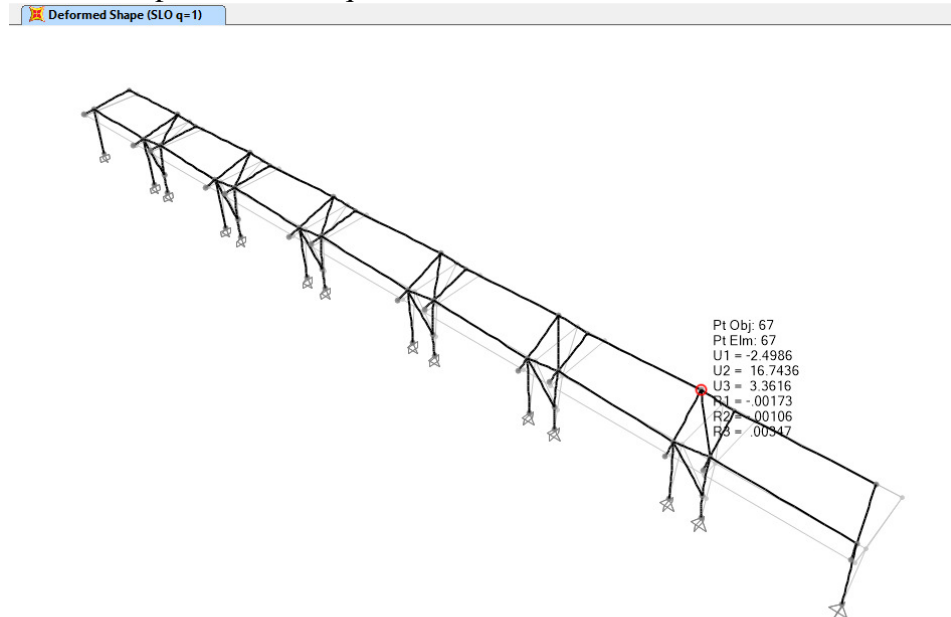
$$Q_{rdu} = 4.0 \text{ kN/m}^2 < Q_{sdu} = 2.43 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_{rdu} = 1.70 \text{ kN/m}^2 < Q_{sdu} = 1.63 \text{ kN/m}^2$$

Per le altre caratteristiche si faccia riferimento alla scheda tecnica di prodotto.

VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI DANNO

Lo spostamento massimo interpiano delle strutture si valutano con il modello 3D con lo spettro slo con $q=1$



$$17 \text{ mm} < 2/3 * 0.01h = 2/3 * 0.01 * 3200 = 21.33 \text{ mm}$$

GIUDIZIO MOTIVATO DELL'ACCETTABILITA' DEI RISULTATI §. 10.2 d.m. 14.01.2018

Si verifica il tiro sui controventi di parete

$$W \text{ secondarie} + \text{policarbonato di copertura} = 54.5 \text{ m} * 4.20 \text{ m} * 0.3 \text{ kN/m}^2 \cong 69 \text{ kN}$$

$$W \text{ travi HEA200} = 0.45 \text{ kN/m} * 4.2 \text{ m} * 14 \text{ pezzi} \cong 27 \text{ kN}$$

$$W \text{ pilastri} = 0.86 \text{ kN/m} * 3.2 \text{ m} * 14 \text{ pezzi} \cong 39 \text{ kN}$$

$$W \text{ secondarie modellate} = 0.19 \text{ kN/m} * 2 \text{ file} * 54 \text{ m} \cong 21 \text{ kN}$$

$$\text{Peso pil} = (2 * 0.2 * 0.02 + 0.015 * 0.2) * 78.50 = 0.864 \text{ kN/m}$$

$$W \text{ sismica} = 69 + 27 + 39/2 + 21 \cong 137 \text{ kN}$$

$$F_h = S(T) * W = 0.558 * 137 = 76 \text{ kN}$$

$$6 \text{ tiranti} \Rightarrow F_h = 76/6 = 12.7 \text{ kN}$$

Considerando che sono posti a 1.2m dalla base e che formano un angolo di 54° con l'orizzontale si ha:

$$N_{sdu} = (12.7 * 3.2/2) / \cos 54 \cong 34.57 \text{ kN}$$

Dal programma FEM si ha 35.59 kN, considerando le approssimazioni assunte si ritiene corretta la modellazione.

RELAZIONE DI CALCOLO SULLE FONDAZIONI

Le fondazioni sono superficiali e sono costituite da un reticolo di travi rettangolari e platee e sono disposte in corrispondenza di tutti gli allineamenti principali.

Vengono dimensionate con l'approccio 2 (A1;M1;R3)

I coefficienti parziali per le azioni da adottare nelle verifiche agli SLU per le fondazioni superficiali sono pertanto i seguenti:

carichi	effetto	coeff parz γ_F (o γ_E)	(A1) STR
permanenti	favorevole	γ_{G1}	1.0
	sfavorevole		1.3
permanenti non strutturali (*)	favorevole	γ_{G2}	0.0
	sfavorevole		1.5
variabili	favorevole	γ_{Qi}	0.0
	sfavorevole		1.5
sisma (**)	favorevole	γ_E	0.0
	sfavorevole		1.0

I valori di progetto dei parametri geotecnici sono i seguenti

parametro	grandezza (G) cui applica il coefficiente parziale	coeff parz γ_M	γ_M (M1)
tangente angolo resistenza a taglio	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1.0
coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1.0
resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1.0
peso unità di volume	γ	γ_γ	1.0

I coefficienti parziali di sicurezza per la resistenza da adottare nelle verifiche agli SLU per le fondazioni superficiali sono i seguenti

verifica	coeff. parziale γ_R (R3)
capacità portante	2.3
scorrimto	1.1

Secondo quanto prescritto dal cap. 7.2.1 del D.M.2018, gli elementi fondazionali sono dimensionati in modo da non avere un comportamento dissipativo, tale obiettivo si ottiene per semplicità, attribuendo agli elementi in oggetto una sovra resistenza valutata al 10% delle sollecitazioni di progetto.

Si riportano le verifiche più gravose.

Verifica a ribaltamento della struttura

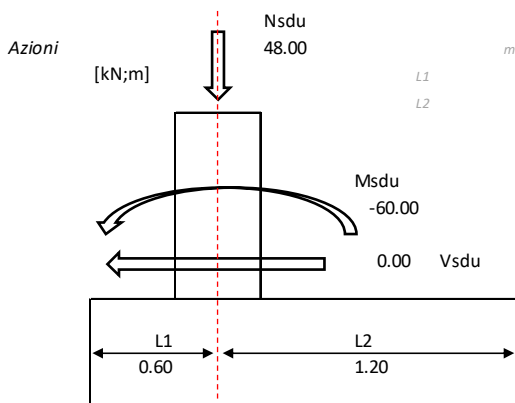
Si utilizza l'approccio 1 comb 2 (A2;M2;R2), secondo quanto prescritto dal D.M.2018.
Si prende in esame la situazione più sfavorevole e cioè quella con la tettoia senza i gradoni antistanti.

Dati

Nsdu	48	kN
Msdu	-60	kNm
Vsdu	0	kN
b	0.20	m
H	0.00	m
B	1.80	m
h	0.50	m
b2	1.10	m
h1	0	m
ρ	20	kN/m ³
W1	si	
largh	1	m

AZIONI STABILIZZANTI E RIBALTANTI FONDA

Larghezza fascia di calcolo : 1.00 m



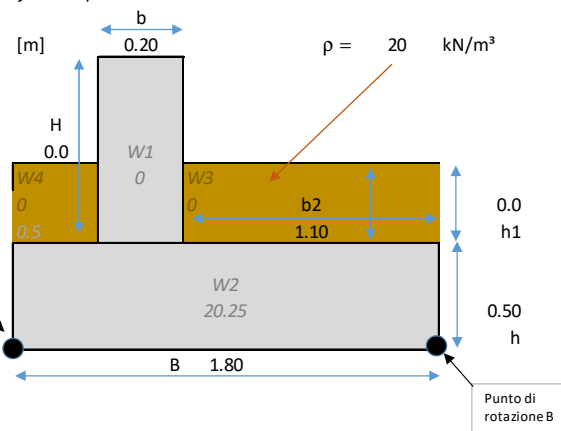
Fonda simmetrica: no
Nsdu comprende già W1: si

NOTA: mettere a destra il lato maggiore

NOTA: la direzione delle azioni considerate è quella disegnata

NOTA: permanenti stabilizzanti calcolati con $\gamma = 0.9$

Geometria fonda e peso terreno



Contributo ribaltante rispetto al punto B

$$Vsdu \cdot h + Msdu = 60 \text{ kNm/m}$$

Contributo stabilizzante rispetto al punto B

$$Nsdu \cdot L2 + W1 \cdot L2 + W2 \cdot B/2 + W4 \cdot (B - b1/2) + W3 \cdot b2/2 = 75.83 \text{ kNm/m}$$

$$\text{Stab/Rib} = 1.264$$

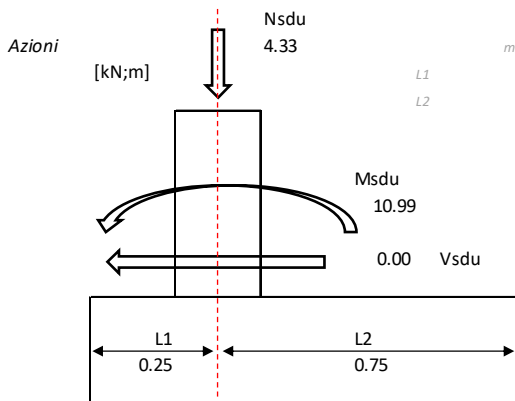
Si prende in esame la situazione di muretto dietro la gradonata esistente.

dati da inserire

Nsdu	4.325	kN
Msdu	10.99	kNm
Vsdu	0	kN
b	0.20	m
H	1.50	m
B	1.00	m
h	0.50	m
b2	0.65	m
h1	0.45	m
ρ	20	kN/m ³
W1	no	
largh	1	m

AZIONI STABILIZZANTI E RIBALTANTI FONDA

Larghezza fascia di calcolo : 1.00 m



Fonda simmetrica: no
Nsdu comprende già W1: no

Contributo ribaltante rispetto al punto A

$$Vsdu \cdot h + Msdu = 10.99 \text{ kNm/m}$$

Contributo stabilizzante rispetto al punto A

$$Nsdu \cdot L1 + W1 \cdot L1 + W2 \cdot B/2 + W4 \cdot b1/2 + W3 \cdot (B - b2/2) = 12.04 \text{ kNm/m}$$

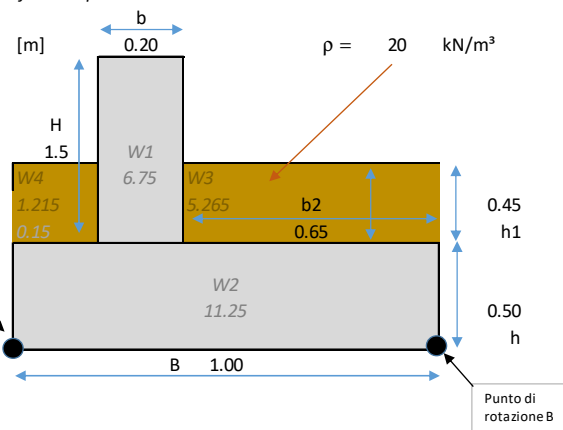
$$\text{Stab/Rib} = 1.095$$

NOTA: mettere a destra il lato maggiore

NOTA: la direzione delle azioni considerate è quella disegnata

NOTA: permanenti stabilizzanti calcolati con $\gamma = 0.9$

Geometria fonda e peso terreno



Punto di rotazione A

Punto di rotazione B

Contributo ribaltante rispetto al punto B

$$Vsdu \cdot h + Msdu = 0 \text{ kNm/m}$$

Contributo stabilizzante rispetto al punto B

$$Nsdu \cdot L2 + W1 \cdot L2 + W2 \cdot B/2 + W4 \cdot (B - b1/2) + W3 \cdot b2/2 = 16.77 \text{ kNm/m}$$

$$\text{Stab/Rib} = \text{Stabile}$$

Verifica della portata delle fondazioni

Si prende in esame la situazione più sfavorevole e cioè quella con la tettoia senza i gradoni antistanti.

$$Nsdu = 48 + 0.5 \cdot 1.8 \cdot 25 = 70.5 \text{ kN}$$

$$Msdu = M_{rib} - \text{peso fonda} \times \text{braccio} = 45.6 \text{ kNm}$$

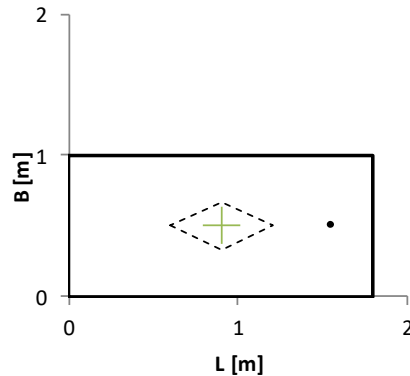
$$e = 45.6 / 70.5 = 0.65 \text{ m}$$

Portata in assenza di falda - fondazioni nastriformi

Determinata con Meyerhof- Approccio 2 (A1, M1, R3)

Carico verticale

Nsdu =	70.5	kN
B =	1	m base
L =	1.8	m lunghezza
D =	0.75	m approfondimento
γ =	19.00	kN/m ³ peso specifico
φ =	30.0	° angolo di attrito
C =	0.0	kN/m ² coesione
e(L) =	0.65	m
e(B) =	0.00	m
L' =	0.50	m
B' =	1.00	m
kp =	3.00	
sc =	2.200	
sq = sg =	1.600	
dc =	1.260	
dq = dg =	1.130	
Nq =	18.4	
Nc =	30.1	
Ng =	15.7	



γ_r =	2.3	fattore di sicurezza
$q_{rdu} = (C \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q + 0.5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_g \cdot s_g \cdot d_g) / \gamma_r = 3.23 \text{ kg/cm}^2$		
Nrdu =	162	kN
qsdu =	1.41	kg/cm ² Ok

Si prende in esame la situazione di muretto dietro la gradonata esistente.

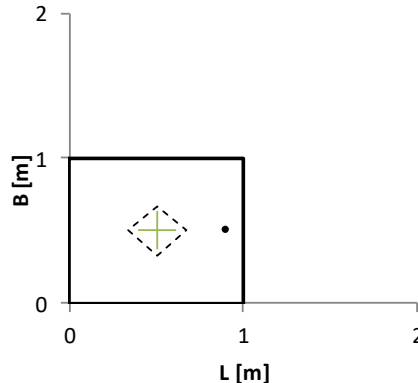
$$Nsdu = 4.33 + 20 + 5.55 = 29.88 \text{ kN}$$

$$Msdu = M_{rib} + \text{peso muretto} \times \text{braccio} - \text{peso terreno} \times \text{braccio}$$

$$= 10.99 + 7.5 \cdot 0.25 - 5.55 \cdot 0.18 = 11.87 \text{ kNm}$$

$$e = 11.87 / 29.88 = 0.39 \text{ m}$$

Nsdu =	30	kN
B =	1	m base
L =	1	m lunghezza
D =	0.75	m approfondimento
γ =	19.00	kN/m ³ peso specifico
φ =	30.0	° angolo di attrito
C =	0.0	kN/m ² coesione
e(L) =	0.40	m
e(B) =	0.00	m
L' =	0.20	m
B' =	1.00	m
kp =	3.00	
sc =	4.000	
sq = sg =	2.500	
dc =	1.260	
dq = dg =	1.130	
Nq =	18.4	
Nc =	30.1	
Ng =	15.7	



γ_r =	2.3	fattore di sicurezza
$q_{rdu} = (C \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q + 0.5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_g \cdot s_g \cdot d_g) / \gamma_r = 5.05 \text{ kg/cm}^2$		
Nrdu =	101	kN
qsdu =	1.50	kg/cm ² Ok

PIANO DI MANUTENZIONE DELLA PARTE STRUTTURALE DELL'OPERA

(punto 10.1 DM 2018)

La presente fa riferimento al piano di manutenzione delle opere strutturali in oggetto.
Non considerare le eventuali descrizioni non inerenti.

Opere in c.a.

Risorse necessarie per l'intervento manutentivo

Per eseguire le manutenzioni, contemplate nel presente piano di manutenzione dell'opera, occorre affidarsi ad idonea impresa edile.

Livello minimo delle prestazioni

Le opere in c.a. devono garantire la durabilità nel tempo in funzione della classe di esposizione prevista in fase di progetto, in modo da assicurare la giusta resistenza alle diverse sollecitazioni di esercizio, previste in fase di progettazione. Esse devono garantire stabilità, resistenza e durabilità nel tempo. Gli elementi non dovranno presentare fessurazioni o altre alterazioni superficiali.

Anomalie riscontrabili

Alveolazione:

degradazione che si manifesta con la formazione di cavità di forme e dimensioni variabili. Gli alveoli sono spesso interconnessi e hanno distribuzione non uniforme. Nel caso in cui il fenomeno si sviluppa essenzialmente in profondità, con andamento a diverticoli, si può usare il termine "alveolizzazione a caratura".

Bolle d'aria:

alterazione della superficie del calcestruzzo caratterizzata dalla presenza di fori di grandezza e distribuzione irregolare, generati dalla formazione di bolle d'aria al momento del getto.

Cavillature superficiali:

sottile trama di fessure sulla superficie del calcestruzzo.

Cedimenti:

dissesti dovuti a cedimenti di natura e causa diverse, talvolta con manifestazioni dell'abbassamento del piano di imposta della fondazione.

Crosta:

deposito superficiale, duro e fragile, di spessore variabile, generalmente di colore nero.

Decolorazione:

alterazione cromatica della superficie.

Deposito superficiale:

accumulo di pulviscolo atmosferico o di altri materiali estranei, di spessore variabile, poco coerente e poco aderente alla superficie del rivestimento.

Disgregazione:

decoesione caratterizzata da distacco di granuli o cristalli, per effetto di minime sollecitazioni meccaniche.

Distacco:

disgregazione e distacco di parti notevoli di materiale, che può manifestarsi anche mediante espulsione di elementi prefabbricati dalla loro sede.

Efflorescenze:

formazione di sostanze, generalmente di colore biancastro e di aspetto cristallino o polverulento o filamentoso, sulla superficie del manufatto. Nel caso di efflorescenze saline, la cristallizzazione può, talvolta, avvenire all'interno del materiale provocando spesso il distacco delle parti più

superficiali. Il fenomeno prende, in tal caso, il nome di criptoefflorescenza o subefflorescenza.

Erosione superficiale:

asportazione di materiale dalla superficie, dovuta a processi di natura diversa. Quando siano note le cause del degrado, possono essere utilizzati anche termini come: erosione per abrasione o per corrosione (cause meccaniche), erosione per corrosione (cause chimiche e biologiche), erosione per usura (cause antropiche).

Esposizione dei ferri di armatura:

distacchi di parte di calcestruzzo superficiale (copriferro) ed esposizione dei relativi ferri di armatura a fenomeni di corrosione, per l'azione degli agenti atmosferici.

Fessurazioni:

degradazione che si manifesta con la formazione di soluzioni di continuità del materiale, ovvero, presenza di rotture singole, ramificate, ortogonali o parallele all'armatura, che possono interessare l'intero spessore del manufatto (parete di elevazione, mensola di fondazione, pali, tiranti, etc.), ed implicare lo spostamento reciproco delle parti.

Inefficienza dei fori di scolo:

causata da occlusione dei canali di scolo, per effetto di infiltrazione di detriti.

Intasamento dei filtri o dei drenaggi:

dovuto a presenza di detriti e materiale incoerente, che comporta l'occlusione dei vuoti tra le particelle del materiale drenante.

Lesioni:

si manifestano con l'interruzione del tessuto murario. Le caratteristiche e l'andamento ne caratterizzano l'importanza ed il tipo.

Non perpendicolarità:

specifica per muri a parete verticale, dovuta a dissesti o eventi di varia natura.

Patina biologica:

strato sottile, morbido e omogeneo, aderente alla superficie e di evidente natura biologica, di colore variabile, per lo più verde. La patina biologica è costituita prevalentemente da microrganismi cui possono aderire polvere e terriccio.

Polverizzazione:

decoesione, che si manifesta con la caduta spontanea dei materiali costituenti il manufatto, sottoforma di polvere o granuli.

Presenza di vegetazione:

presenza di vegetazione, caratterizzata dalla formazione di licheni, muschi e piante lungo le superfici esposte del manufatto.

Rigonfiamento:

variazione della sagoma che interessa l'intero spessore del materiale e che si manifesta soprattutto in elementi lastriformi. L'anomalia è ben riconoscibile, essendo caratterizzata dal tipico andamento "a bolla", combinato all'azione di gravità.

Scheggiature:

distacco di piccole parti di materiali lungo i bordi e gli spigoli degli elementi in calcestruzzo.

Umidità: presenza di umidità dovuta spesso a risalita capillare, o comparsa di macchie dovute ad assorbimento di acqua.

Manutenzioni eseguibili direttamente dall'utente

Nessuna manutenzione può essere eseguita direttamente dall'utente, se non i controlli a vista dello stato di conservazione del manufatto, trattandosi di lavori da affidare a impresa edile. In particolare, potrà essere individuata l'eventuale presenza di processi di corrosione con progressiva riduzione del copriferro, o la comparsa di lesioni e fessurazioni.

Manutenzioni eseguibili a cura di personale specializzato

Consolidamento dell'opera:

Una volta individuate la causa/effetto del dissesto, occorrerà procedere al consolidamento delle parti necessarie, a secondo del tipo di dissesto riscontrato.

Interventi strutturali:

interventi riparativi da effettuarsi in base al tipo di anomalia riscontrata e previa diagnosi delle cause del difetto accertato effettuata da tecnico abilitato. In particolare, in seguito alla comparsa di segni di cedimenti strutturali (lesioni, fessurazioni, rotture), occorrerà effettuare accurati accertamenti per la diagnosi e la verifica delle strutture. Una volta individuate la causa/effetto del dissesto, occorrerà procedere al consolidamento delle parti necessarie, a secondo del tipo di dissesto riscontrato.

Pulizia:

mediante lavaggio a pressione e/o spazzolatura delle parti a vista del muro, per la rimozione di eventuali depositi superficiali.

Ripristino copriferro:

asportazione della parte degradata del calcestruzzo e irruvidimento della superficie dell'intervento, anche mediante bocciardatrice o altri mezzi idonei; successiva asportazione della ruggine dell'armatura e trattamento della stessa con malta passivante; infine spazzolatura, per la pulitura della superficie d'intervento e rifacimento del copriferro con malta tixotropica antiritiro, avendo cura di realizzare il copriferro dello stesso spessore originario.

Riparazione di fessure:

sigillatura di lesioni tramite l'impiego di malta adesiva epossidica, previa spicconatura delle parti degradate, spazzolatura della superficie da trattare, pulitura a pressione e lavaggio delle parti scoperte. Ripristino dei sistemi di drenaggio: mediante pulitura dei canaletti di drenaggio

Programma di Manutenzione

Sottoprogramma delle Prestazioni

Il sottoprogramma delle Prestazioni prende in considerazione, per ciascuna classe di requisito di seguito riportata, le prestazioni fornite dall'opera nel corso del suo ciclo di vita.

Protezione elettrica Le strutture in sottosuolo devono impedire, in modo idoneo, eventuali dispersioni elettriche. Tutte le parti metalliche, facenti parte delle strutture in sottosuolo, devono essere connesse ad impianti di terra, mediante dispersori, in modo che esse vengano a trovarsi allo stesso potenziale elettrico del terreno.

Protezione dagli agenti chimici ed organici

Le strutture di contenimento, a seguito della presenza di organismi viventi (animali, vegetali, microrganismi), non devono subire riduzioni di copriferro. Le strutture in sottosuolo non devono subire dissoluzioni o disgregazioni, nè mutamenti di aspetto, a causa dell'azione di agenti aggressivi chimici. Inoltre, devono conservare nel tempo, sotto l'azione di agenti chimici presenti in ambiente (anidride carbonica, solfati, ecc.), le proprie caratteristiche funzionali.

Protezione dagli agenti atmosferici

Le strutture in sottosuolo non devono subire disgregazioni e variazioni dimensionali o di aspetto, a causa della formazione di ghiaccio, e devono conservare nel tempo le proprie caratteristiche funzionali, se sottoposte a fenomeni di gelo e disgelo, o all'insorgere di pressioni interne che ne provocano la degradazione.

Stabilità

Le opere di sostegno, sotto l'effetto di carichi statici, dinamici e variabili devono assicurare stabilità e resistenza.

Sottoprogramma dei Controlli

Il sottoprogramma dei Controlli definisce il programma delle verifiche e dei controlli, al fine di rilevare il livello prestazionale (qualitativo e quantitativo) nei successivi momenti della vita dell'opera. Per i controlli di seguito riportati è previsto, esclusivamente, un tipo di controllo a vista.

Controlli strutturali dettagliati

Controlli strutturali approfonditi vanno effettuati in occasione di manifestazioni e calamità naturali (sisma, nubifragi, ecc.) o manifestarsi di smottamenti circostanti.

Frequenza del controllo: all'occorrenza.

Controllo efficienza dei canali di scolo

Lo stato dei canali di scolo deve essere controllato, soprattutto prima della stagione autunnale, quando inizia il periodo più piovoso.

Frequenza del controllo: annuale.

Controllo della integrità delle opere in c.a.

Il controllo dell'integrità delle opere in c.a., va eseguito individuando la presenza di eventuali anomalie come: fessurazioni, disgregazioni, distacchi, riduzione del copriferro e relativa esposizione a processi di corrosione dei ferri d'armatura.

Frequenza del controllo: annuale.

Controllo delle parti in vista dell'opera

Le parti in vista dell'opera, vanno controllate al fine di ricercare eventuali anomalie che possano anticipare l'insorgenza di fenomeni di dissesto e/o cedimenti strutturali (fessurazioni, lesioni, ecc.).

Frequenza del controllo: annuale.

Verifica dello stato del calcestruzzo

La verifica dello stato del calcestruzzo, va effettuata controllando il degrado e/o eventuali processi di carbonatazione.

Frequenza del controllo: annuale.

Sottoprogramma degli Interventi di Manutenzione

Canalizzazione delle acque superficiali

E' buona prassi raccogliere le acque superficiali di ruscellamento mediante canalizzazioni, in modo da ridurre la loro infiltrazione nel terreno a ridosso dell'opera di sostegno.

Frequenza dell'intervento: all'occorrenza.

Consolidamento dell'opera

Consolidamento dell'opera, in seguito ad eventi straordinari (dissesti, cedimenti) o a cambiamenti di destinazione o dei sovraccarichi. Anche tale intervento va progettato da tecnico abilitato ed eseguito da impresa idonea.

Frequenza dell'intervento: all'occorrenza.

Interventi riparativi sulle parti strutturali

Gli interventi riparativi devono effettuarsi, a seconda del tipo di anomalia riscontrata, e previa diagnosi delle cause del difetto accertato. La diagnosi deve essere resa dal tecnico abilitato, che riporterà, in elaborati esecutivi, gli interventi necessari.

Frequenza dell'intervento: all'occorrenza.

Pulizia dei canali di scolo

Pulizia dei canali di scolo e rimozione di eventuali detriti che potrebbero crearne l'occlusione, soprattutto prima del periodo autunnale, delle forti piogge.

Frequenza dell'intervento: annuale.

Pulizia della superficie del muro P

ulizia delle parti a vista del muro mediante lavaggio a pressione e/o spazzolatura, per la rimozione di depositi superficiali, anche al fine di effettuare controlli più approfonditi dello stato del manufatto.

Frequenza dell'intervento: all'occorrenza.

Ripristino del Copriferro

In caso di necessità, effettuare il ripristino del copriferro con idonea malta cementizia, previa pulizia delle parti ammalorate.

Frequenza dell'intervento: all'occorrenza.

Opere in acciaio

Descrizione:

Strutture orizzontali o inclinate in acciaio, costituite generalmente da profilati metallici presagomati o ottenuti per composizione saldata, aventi la funzione di trasferire i carichi dei piani della sovrastruttura agli elementi strutturali verticali.

Collocazione:

Vedasi le tavole architettoniche e/o strutturali relative al progetto.

Modalità d'uso:

Le travi in acciaio sono elementi strutturali portanti che, una volta avvenuta la connessione tra i componenti dei vari collegamenti, sono progettati per resistere a fenomeni di pressoflessione, taglio e torsione nei confronti dei carichi trasmessi dalle varie parti della struttura e che assumono una configurazione deformata dipendente anche dalle condizioni di vincolo presenti alle loro estremità.

Prestazioni:

Tali elementi strutturali devono sviluppare resistenza e stabilità nei confronti dei carichi e delle sollecitazioni come previsti dal progetto e contrastare l'insorgenza di eventuali deformazioni e cedimenti. Le caratteristiche dei materiali non devono essere inferiori a quanto stabilito nel progetto strutturale.

Anomalie riscontrabili

Bolle o screpolature

Descrizione: Presenza di bolle o screpolature dello strato protettivo superficiale con pericolo di corrosione

e formazione di ruggine.

Cause: Azione degli agenti atmosferici e fattori ambientali; urti o minime sollecitazioni meccaniche esterne;

perdita di adesione dello strato protettivo.

Effetto: Esposizione dell'elemento metallico agli agenti corrosivi e alla formazione di ruggine.

Valutazione: Moderata

Risorse necessarie: Prodotti antiruggine e/o passivanti, vernici, attrezzature manuali, trattamenti specifici.

Esecutore: Ditta specializzata

Corrosione o presenza di ruggine

Descrizione: Presenza di zone corrose dalla ruggine, estese o localizzate anche in corrispondenza dei giunti e degli elementi di giunzione.

Cause: Perdita degli strati protettivi e/o passivanti; esposizione agli agenti atmosferici e fattori ambientali;

presenza di agenti chimici.

Effetto: Riduzione degli spessori delle varie parti dell'elemento; perdita della stabilità e della resistenza dell'elemento strutturale.

Valutazione: Grave

Risorse necessarie: Prodotti antiruggine, passivanti, vernici, prodotti e/o trattamenti specifici per la rimozione della ruggine, attrezzature manuali.

Esecutore: Ditta specializzata

Deformazioni o distorsioni

Descrizione: Presenza di evidenti ed eccessive variazioni geometriche e di forma dell'elemento strutturale

e/o di locali distorsioni delle lamiere di metallo che costituiscono l'elemento stesso. Cause: Le eccessive deformazioni e distorsioni si manifestano quando lo sforzo a cui è sottoposto l'elemento strutturale supera la resistenza corrispondente del materiale.

Effetto: Perdita della stabilità e della resistenza dell'elemento strutturale.

Valutazione: Grave

Risorse necessarie: Nuovi componenti, elementi di rinforzo, opere provvisorie.

Esecutore: Ditta specializzata

Imbozzamenti locali

Descrizione: Fenomeno d'instabilità locale che si può presentare nelle lamiere metalliche costituenti un

elemento strutturale in acciaio, le quali si instabilizzano fuori dal piano piegandosi e corrugandosi.

Cause: Carichi concentrati; cambiamento delle condizioni di carico. Effetto:

Perdita di stabilità e di portanza dell'elemento strutturale.

Valutazione: Grave

Risorse necessarie: Elementi di rinforzo, irrigidimenti, nuovi componenti, attrezzature per saldature in opera.

Esecutore: Ditta specializzata

Serraggio elementi giuntati

Descrizione: Perdita della forza di serraggio nei bulloni costituenti le giunzioni tra elementi in acciaio.

Cause: Non corretta messa in opera degli elementi giuntati; cambiamento delle condizioni di carico; cause esterne.

Effetto: Perdita di resistenza della giunzione e quindi perdita di stabilità dell'elemento strutturale.

Valutazione: Grave

Risorse necessarie: Attrezzature manuali, attrezzature speciali, chiave dinamometrica.

Esecutore: Ditta specializzata

Trattamenti ignifughi (se presenti)

Descrizione: Perdita della protezione e/o dei rivestimenti ignifughi.

Cause: Agenti atmosferici e fattori ambientali esterni; ammaloramenti dei rivestimenti; minime sollecitazioni meccaniche esterne.

Effetto: Perdita della protezione nei confronti delle elevate temperature che portano deformazioni notevoli

e quindi il possibile collasso degli elementi strutturali.

Valutazione: Grave

Risorse necessarie: Prodotti ignifughi, attrezzature manuali, trattamenti specifici.

Esecutore: Ditta specializzata

Programma di Manutenzione

Descrizione: Controllo del livello di serraggio degli elementi costituenti le giunzioni. Verifica dell'integrità e

della presenza di distorsioni e deformazioni eccessive nell'elemento strutturale, nonché della perpendicolarità della struttura.

Modalità d'uso: A vista e/o con l'ausilio di strumentazione idonea.

Frequenza: 1 anno

Esecutore: Ditta specializzata

Controllo a vista

Descrizione: Esame dell'aspetto e del degrado dell'elemento strutturale e dei suoi eventuali strati protettivi.

Controllo della presenza di possibili corrosioni dell'acciaio e di locali imbozzamenti.

Modalità d'uso: A vista.

Frequenza: 1 anno Esecutore:

Utente

Applicazione prodotti protettivi

Descrizione: Applicazione prodotti antiruggine con ripristino degli strati protettivi e/o passivanti, previa

pulizia delle superfici da trattare.

Esecutore: Ditta specializzata

Frequenza: 1 anno

Controllo e riapplicazione serraggio

Descrizione: Verifica ed eventualmente, riapplicazione delle forze di serraggio negli elementi giuntati.

Esecutore: Ditta specializzata

Frequenza: 1 anno

Intervento di rinforzo

Descrizione: Realizzazione di elementi di rinforzo con piastre e profili da aggiungere all'elemento strutturale indebolito anche attraverso l'applicazione di irrigidimenti longitudinali e/o trasversali per le

lamiere imbozzate.

Esecutore: Ditta specializzata

Frequenza: 1 anno

Pulizia delle superfici metalliche

Descrizione: Spazzolature, sabbiature ed in generale opere ed interventi di rimozione della ruggine, della vernice in fase di distacco o di sostanze estranee eventualmente presenti sulla superficie dell'elemento

strutturale, da effettuarsi manualmente o con mezzi meccanici.

Esecutore: Ditta specializzata

Frequenza: 1 anno

Sostituzione elementi giunzione

Descrizione: Sostituzione degli elementi danneggiati facenti parte di una giunzione (dadi, bulloni, rosette)

con elementi della stessa classe e tipo.

Esecutore: Ditta specializzata

Frequenza: 1 anno

Sostituzione elemento

Descrizione: Interventi di sostituzione dell'elemento o degli elementi eccessivamente deformati, danneggiati

o usurati, considerando di sostituire anche i relativi collegamenti. Durante l'intervento si dovrà verificare e

garantire la stabilità globale della struttura o dei singoli elementi che la costituiscono anche attraverso l'uso

di opere provvisorie.

Esecutore: Ditta specializzata

Frequenza: 1 anno

il Direttore dei Lavori

Il Progettista delle Strutture

Il Committente