

COMUNE DI BORGO TICINO
PROVINCIA DI NOVARA

PROGETTO DEFINITIVO

REALIZZAZIONE DI TETTOIA
USO RICOVERO MEZZI E PARCHEGGIO

RELAZIONE STRUTTURALE

MEDIO NOVARESE AMBIENTE S.P.A.
BORGOMANERO (NO) VIALE KENNEDY 87

PREMESSE GENERALI

Quanto riportato di seguito è da intendersi valido per tutte le opere oggetto del presente elaborato, salvo successiva diversa specifica.

1 RELAZIONE DESCRITTIVA DEL COMPLESSO DELLE OPERE

1.1 Descrizione delle opere

1.1.1 Caratteristiche generali delle opere

Si riepilogano i contenuti della relazione tecnica di coordinamento, limitatamente agli aspetti rilevanti per il calcolo delle strutture.

L'intervento prevede sostanzialmente la realizzazione di:

- TETTOIA dim. 30x74.60mt
 - struttura: elementi prefabbricati in c.a.
 - sotto-fondazioni: in c.a. in opera;
 - pavimentazione: in cls a spolvero di quarzo con doppia R.E.S.

La presente Relazione riguarda il dimensionamento e la verifica delle opere strutturali previste che, tra le altre, prevede le seguenti opere oggetto di dimensionamento e verifica degli elementi strutturali:

a) Realizzazione di una tettoia con strutture in elevazione prefabbricate in c.a. e fondazioni in pera in c.a.

Il fabbricato è così costituito dai seguenti elementi costruttivi:

· Fondazioni con plinti a bicchiere di dimensioni e numero così come indicato negli appositi elaborati grafici allegati, realizzati in opera in conglomerato cementizio armato. Il dimensionamento dei plinti di progetto è stato fatto considerando le sollecitazioni derivanti dalle azioni agenti su una struttura prefabbricata di un produttore tipo analoga per giunta a quella già realizzata con l'intervento Terzo

· Struttura portante verticale costituita da Pilastri Prefabbricati in CAV, con resistenza caratteristica minima pari a R'ck 40, avente resistenza al fuoco R180, sezione minima 60x60 e comunque come derivante dalla relazione di calcolo della Ditta produttrice, completo di appoggi per le travi, laterali e centrali, completi di tubo, per la raccolta delle acque meteoriche, realizzato in PVC DN 140 (come da norme ISO e UNI 7443-85 tipo 300) annegati nel getto, relativi raccordi ai canali di raccolta esistenti sulle travi, tutto secondo i disegni esecutivi di progetto, comprese le scatole metalliche di posizionamento sui bicchieri delle fondazioni;

· Struttura portante orizzontale costituita da travi in CAP tipo laterale, aventi resistenza al fuoco R180, atte al sostegno della copertura, armate con idonea armatura di precompressione ed armatura integrativa in barre ad aderenza migliorata B450C;

- Sistema di copertura coibentato, realizzato con "Tegoli" prefabbricati precompressi in calcestruzzo avente resistenza caratteristica minima pari a R'_{ck} 40, REI 180. I "Tegoli" dovranno essere calcolati dal produttore della struttura prefabbricata atti a sostenere, il peso proprio, il peso dei carichi accidentali e il peso dei pannelli intercalari di copertura.

Il fabbricato è così costituito dai seguenti elementi costruttivi:

- Fondazioni con plinti a bicchiere di dimensioni e numero così come indicato negli appositi elaborati grafici allegati al progetto esecutivo, realizzati in opera in conglomerato cementizio armato. Il dimensionamento dei plinti di progetto è stato fatto considerando le sollecitazioni derivanti dalle stesse azioni previste per i Plinti fondazione del Capannone ad uso deposito

- Struttura portante verticale costituita da Pilastri Prefabbricati in CAV, con resistenza caratteristica minima pari a R'_{ck} 40, avente resistenza al fuoco R180, sezione minima 60x60 e comunque come derivante dalla relazione di calcolo della Ditta produttrice, completo di appoggi per le travi, laterali e centrali, completi di tubo, per la raccolta delle acque meteoriche, realizzato in PVC DN 140 (come da norme ISO e UNI 7443-85 tipo 300) annegati nel getto, relativi raccordi ai canali di raccolta esistenti sulle travi, tutto e secondo i disegni esecutivi di progetto, comprese le scatole metalliche di posizionamento sui bicchieri delle fondazioni;

- Struttura portante orizzontale costituita da travi in CAP tipo laterale, aventi resistenza al fuoco R180, atte al sostegno della copertura, armate con idonea armatura di precompressione ed armatura integrativa in barre ad aderenza migliorata B450C;

- Sistema di copertura coibentato, realizzato con "Tegoli" prefabbricati precompressi in calcestruzzo avente resistenza caratteristica minima pari a R'_{ck} 40, REI 180, e coppelle opache o del tipo "traslucido" nella proporzione indicata negli elaborati grafici allegati

1.1.2 Caratteristiche strutturali delle opere oggetto di calcolo

1.1.2.1 Fondazioni delle strutture prefabbricate

Le fondazioni delle strutture prefabbricate sono tutte in c.a. gettato in opera e sono costituite da plinti a bicchiere, collegati dalle travi porta-pannelli in c.a. gettato in opera, sulle quali vengono appoggiati i pannelli prefabbricati di tamponamento esterni.

1.1.5 Norme di riferimento

Norme vigenti

- Legge 5 novembre 1971 n° 1086 Norma per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio, normale, precompresso ed a struttura metallica

- Legge 2 febbraio 1974, n° 64 Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche

- D.P.R. 6 giugno 2001 n° 380 Testo unico delle disposizioni legislative e regolamenti in materia edilizia (in particolare: Parte II - Normativa tecnica per l'edilizia)

- NTC2008 - Decreto 14 gennaio 2008 Ministero delle Infrastrutture Norme tecniche per le costruzioni

· CE 2009 - Circolare Ministero delle Infrastrutture 2 febbraio 2009, n. 617 - Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008

Riferimenti bibliografici normativi

Si elencano di seguito alcuni riferimenti normativi cui potrà essere fatto riferimento per i casi in cui le norme cogenti - ovvero quelle applicate in via transitoria - non fornissero indicazioni.

Riferimenti per l'edilizia in zona sismica

· EC8 - UNI EN 1998 EuroCodice8 Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture

Riferimenti per le strutture in calcestruzzo

· EC 2 - UNI EN 1992 EuroCodice 2 Progettazione delle strutture di calcestruzzo

Riferimenti per le strutture in acciaio

· EC 3 - UNI EN 1993 EuroCodice 3 Progettazione delle strutture in acciaio

Riferimenti per le fondazioni e le opere di sostegno del terreno

· EC7 - UNI ENV 1997 EuroCodice7 Progettazione geotecnica

· UNI ENV 1998-5 EuroCodice8 Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture
- Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici.

1.2 Classificazione delle opere

L'intervento si caratterizza come opere di importanza normale e vanno considerate come opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale.

Coerentemente con la normativa di riferimento, si attribuisce alle strutture una Vita Nominale pari a 50 anni e una classe d'uso II

1.2.1 Classe d'uso, periodo di riferimento per la costruzione per l'azione sismica

L'evento sismico che deve essere verificato è legato alla vita nominale dell'opera, amplificata dal coefficiente d'uso CU.

Nel caso in esame abbiamo:

Classe d'Uso..... Classe II

Coefficiente d'Uso..... C U = 1,0

Periodo di Riferimento Azione Sismica..... $V_R = V_N \cdot C U = 50$ anni

1.2.2 Livelli di Sicurezza e Prestazioni richiesti

Le opere in oggetto non presentano caratteristiche peculiari che le distinguano dalla generalità delle opere rispondenti ai parametri di classificazione riportati al paragrafo precedente, né sono state avanzate dalla Committente particolari richieste prestazionali. Pertanto i Livelli di Sicurezza Richiesti e le Prestazioni Richieste sono quelli ordinari previsti dalle Norme di Riferimento.

Più esplicitamente:

- Va garantita la sicurezza nei confronti di stati limite ultimi (SLU), quali crolli, perdite di equilibrio e dissesti gravi che possano compromettere l'incolumità delle persone ovvero la perdita di beni, ovvero provocare gravi danni ambientali e sociali;
- Va garantita la sicurezza nei confronti di stati limite di esercizio (SLE) prestazioni nelle condizioni di esercizio;
- Va garantita la robustezza, per evitare danni sproporzionati rispetto all'entità delle cause innescanti azioni eccezionali, quali incendio, esplosioni, urti ed impatti;
- Va garantita la durabilità, cioè la conservazione delle caratteristiche fisiche e meccaniche dei materiali e delle strutture, affinché i livelli di sicurezza vengano garantiti durante tutta la vita dell'opera.

2 PREMESSE RELATIVE AL CALCOLO DELLE STRUTTURE

2.1 CRITERI DI ANALISI E VERIFICA DELLE STRUTTURE

2.1.1 Metodo di analisi e verifica delle strutture

Il metodo di analisi e verifica delle strutture e delle fondazioni, è il metodo semi-probabilistico agli stati limite, per come questo è inteso dalle normative di riferimento.

Tutte le strutture in esame sono state studiate con modelli a comportamento elastico lineare, salvo diversa specifica.

2.1.2 Criteri di calcolo delle strutture

Per l'analisi e la verifica delle strutture in esame sono stati utilizzati sia metodi di calcolo manuale che codici di calcolo con elaborazione dei dati eseguita da calcolatore elettronico.

I metodi di calcolo manuale saranno descritti in fase di esposizione delle analisi e delle verifiche.

Relativamente all'uso di codici di calcolo elaborati con calcolatore elettronico, si precisa che sono stati utilizzati esclusivamente modelli locali che rappresentano singoli elementi o sotto-sistemi strutturali. Tali modelli locali saranno descritti e definiti in fase di esposizione delle analisi e delle verifiche.

2.2 Caratteristiche dei materiali strutturali

CALCESTRUZZO:

- Calcestruzzo C25/30 (R_{ck} 30) - XC2 - S4

Descrizione:

Calcestruzzo a prestazione garantita, in accordo alla UNI EN 206-1, per Fondazioni, in classe di esposizione XC1 o XC2 (UNI 11104), classe di resistenza C25/30 (R_{ck} 30), classe di consistenza S4, diametro massimo degli inerti D_{max} 32 mm, contenuto in cloruri Cl < 0,4.

Resistenza caratteristica a compressione

su provini cubici di progetto..... $R_{ck} = 30 \text{ N / mm}^2$

Resistenza caratteristica a compressione

su provini cilindrici di progetto..... $f_{ck} = 0,83 \cdot R_{ck} = 24,9 \text{ N / mm}^2$

Resistenza media a compressione

su provini cilindrici di progetto..... $f_{cm} = f_{ck} + 8 \text{ N / mm}^2 = 32,9 \text{ N / mm}^2$

Resistenza a trazione media di progetto..... $f_{ctm} = 0,30 f_{ck}$

$2/3 = 2,56 \text{ N/mm}^2$

Res. a trazione caratteristica di progetto..... $f_{ctk} = 0,70 f_{ctm} = 1,79 \text{ N/mm}^2$

Resistenza tangenziale caratteristica

di aderenza di progetto..... $f_{bk} = 2,25 f_{ctk} = 4,03 \text{ N/mm}^2$

Coefficiente di sicurezza del materiale..... $g_C = 1,5$

Resistenza a compressione di calcolo:

Coefficiente riduttivo per resistenze

di lunga durata..... $a_{cc} = 0,85$

Res. a compressione di calcolo..... $f_{cd} = a_{cc} f_{ck} / g_C = 14,11 \text{ N/mm}^2$

Resistenza a trazione di calcolo..... $f_{ctd} = f_{ctk} / g_C = 1,19 \text{ N/mm}^2$

Modulo elastico medio di progetto..... $E_{c,m} = 22000 (f_{cm} / 10 \text{ N / mm}^2)$

Coefficiente di Poisson medio di progetto.... $n_c = 0,2$

Modulo elastico tangenziale di progetto..... $G_{c,m} = E_c / [2 (1 + n_c)] @ 13100 \text{ N/mm}^2$

ACCIAIO PER CEMENTO ARMATO

Per le opere in oggetto si prevede l'utilizzo di un acciaio per cemento armato laminato a caldo saldabile conforme ai parametri forniti dal NTC2008 - Decreto 14 gennaio 2008 Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti - "Norme tecniche per le costruzioni", per la classe indicata come B450C.

Descrizione:

Acciaio per cemento armato ad aderenza migliorata, laminato a caldo, saldabile, conforme alla UNI EN 10080, del tipo B450C, classificabile anche come Fe B 44 k , in barre sciolte e reti elettrosaldate, con diametro delle barre \varnothing compreso fra 6 e 40 mm.

Tensione nominale di snervamento..... $f_{y \text{ nom}} = 450 \text{ N/mm}^2$

Tensione caratteristica di rottura..... $f_{t \text{ nom}} = 540 \text{ N/mm}^2$

Tensione caratteristica di snervamento..... $f_{yk} > f_{y \text{ nom}} = 450 \text{ N/mm}^2$

Tensione caratteristica di rottura..... $f_{tk} > f_{t \text{ nom}} = 540 \text{ N/mm}^2$

Rapporto di sovraresistenza caratteristico.... $(f_t / f_y) k > 1,13$

$$(f_t / f_y) k < 1,35$$

Fattore di sicurezza effettivo caratteristico... $(f_y / f_{y \text{ nom}}) k < 1,25$

Allungamento A_{gt} caratteristico..... $(A_{gt}) k > 7,5 \%$

Tensione caratteristica di snervamento

di progetto..... $f_{yk} = f_{y \text{ nom}} = 450 \text{ N/mm}^2$

Coefficiente di sicurezza del materiale..... $\gamma_s = 1,15$

Resistenza di calcolo:

Tensione caratteristica di

snervamento di calcolo..... $f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$

Resistenza di calcolo..... $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 391 \text{ N/mm}^2$

Modulo di elasticità di calcolo..... $E_s = 210\,000 \text{ N/mm}^2$

2.3 Azioni di calcolo sulle opere

Definizione delle categorie delle azioni di base

Carichi permanenti – G

Peso proprio degli elementi strutturali – G 1

Comprende il peso proprio di tutti gli elementi strutturali.

Sovraccarichi permanenti – G 2

Comprende il peso proprio di tutti gli elementi non-strutturali e tutti gli altri carichi di natura permanente.

Azioni di pretensione e precompressione – P

Comprendono le azioni di pretensione e precompressione eventualmente applicate alle strutture.

Carichi variabili – Q

Sovraccarichi variabili relativi all'utilizzo della struttura – Q 1

Comprendono i sovraccarichi variabili associati all'utilizzo ordinario, ed i carichi associati ad eventuali interventi di manutenzione per le parti non accessibili normalmente.

Azioni del vento – Q w

Comprendono le azioni esercitate dal vento su tutte le superfici dell'edificio esposte a tale azione. Per le azioni complessive il vento sarà fatto agire secondo due direzioni fra loro ortogonali, mentre per le verifiche locali sarà scelta la direzione più sfavorevole.

Azioni della neve – Q s

Comprendono il carico da neve

Azioni della temperatura – Q T

Comprendono le azioni prodotte dalle variazioni di temperatura rispetto alla condizioni iniziali delle opere; sono state considerate sia variazioni in aumento che in riduzione della temperatura.

Azioni eccezionali – A

Comprendono le azioni associate al verificarsi di eventi di natura eccezionale, quali incendio, esplosioni ed urti.

Azioni sismiche – E

Comprendono le azioni associate sia ai moti sismici orizzontali sia ai moti sismici verticali, nel caso in cui le caratteristiche dell'elemento preso in esame rendano opportuno considerare anche questi ultimi.

Entità delle azioni di calcolo

Allo scopo di fornire tutti i dati necessari alla valutazione dell'entità dei carichi, prima di indicare i valori specifici delle azioni di progetto agenti sulle opere, si riportano i parametri fondamentali che definiscono le varie voci di carico.

Si precisa che i valori indicati qui di seguito per le diverse voci di carico, sono da intendersi come valori caratteristici e che per brevità di notazione, ai simboli rappresentanti i carichi non verrà posposto il pedice k.

Parametri fondamentali per il calcolo delle azioni

Carichi permanenti – G

Peso proprio degli elementi strutturali (G 1) e sovraccarichi permanenti (G 2)

Pesi unitari dei materiali

Elementi strutturali:

Calcestruzzo..... $w_c = 25,00 \text{ kN} / \text{m}^3$

Acciaio..... $w_s = 78,50 \text{ kN} / \text{m}^3$

Legno..... $w_{\text{wood}} = 6,00 \text{ kN} / \text{m}^3$

Elementi non-strutturali:

Pavimentazioni:

In elementi lapidei..... $w_{p,1} = 1,00 \text{ kN} / \text{m}^2$

In piastrelle ceramiche..... $w_{p,2} = 0,40 \text{ kN} / \text{m}^2$

In legno o in gomma..... $w_{p,2} = 0,20 \text{ kN} / \text{m}^2$

Sottofondi in conglomerato cementizio per pavimentazioni:

Non alleggeriti..... $w_{sg,1} = 24,00 \text{ kN} / \text{m}^3$

Alleggeriti..... $w_{sg,1} = 10,00 \text{ kN} / \text{m}^3$

Terreno naturale..... $w_g = 17,00 - 20,00 \text{ kN} / \text{m}^3$

Acqua..... $w = 10,00 \text{ kN / m}^3$

Carichi variabili - Q

Sovraccarichi variabili relativi all'utilizzo delle strutture – Q₁

Si precisa che qui di seguito, come anche nel prosieguo, al fine di evitare incongruenze formali, le voci di carico indicate nelle norme di riferimento come q_k , Q_k e H_k , saranno indicate rispettivamente come q_1 , F_{q1} e p_{q1} .

Valori di riferimento

Si riportano qui di seguito i sovraccarichi associati alle categorie cui possono essere assimilati i diversi ambienti delle opere in oggetto.

Azione del vento – Q_w

Parametri di base

Zona..... 6

Altitudine sul livello del mare..... $a_s = 13-18 \text{ m} < 500 \text{ m}$

Distanza dalla linea di costa del mare..... $d < 10 \text{ km}$

Parametri di zona:

Altezza di riferimento a_0 $a_0 = 500 \text{ m}$

Coefficiente k_a $k_a = 0,030 \text{ s}^{-1}$

Velocità del vento di riferimento..... $v_{ref} = v_{ref,0} = 28 \text{ m / s}$

Pressione cinetica di riferimento..... $q_{ref} = v_{ref}$

$2/1,6 = 490 \text{ N/m}^2 = 0,490 \text{ kN/m}^2$

Classe di rugosità del terreno..... D (area priva di ostacoli)

Categoria di esposizione del sito..... I

Per le azioni della temperatura non vi sono particolari indicazioni relative ai parametri fondamentali per il calcolo; si rimanda quindi ai paragrafi successivi per le diverse opere qui in oggetto, nei quali vengono specificate le azioni della temperatura eventualmente da considerarsi nello specifico delle opere in oggetto.

Azioni eccezionali – A

Per le azioni eccezionali non vi sono particolari indicazioni relative ai parametri fondamentali per il calcolo; si rimanda quindi ai paragrafi successivi per le diverse opere qui in oggetto, nei quali vengono specificate le azioni eccezionali eventualmente da considerarsi nello specifico delle opere in oggetto.

Azioni sismiche – E

Comune amministrativo..... Borgo Ticino (NO)

Classificazione sismica:

Classificazione 2003 - Zona sismica..... Zona 4
Obbligo di calcolo sismico..... NO

Come già indicato al precedente Classificazione delle opere , le opere in oggetto sono da considerarsi nuova costruzione appartenente alla Classe d'Uso II. Pertanto, conformemente alle indicazioni delle NTC2008 al § 7.1 Requisiti nei confronti degli Stati Limite , le azioni sismiche di progetto da considerare sono quelle allo Stato Limite di Danno - SLD e quelle allo Stato Limite di salvaguardia della Vita - SLV.

Stati Limite di progetto:

SLD - Stato Limite di Danno

SLV - Stato Limite di salvaguardia della Vita

2.3.1 Azioni di progetto per le opere

Per la definizione delle azioni di calcolo da applicarsi alle specifiche opere si rimanda ai successivi capitoli per le diverse opere qui in oggetto .

2.3.2 Combinazioni di carico

Le combinazioni indicate di seguito sono valide per tutte le verifiche, salvo diversa specifica che si rendesse necessaria od opportuna in particolari situazioni o per particolari elementi; ogni variazione rispetto alle seguenti combinazioni sarà segnalata.

Si precisa che nelle espressioni riportate in seguito, i coefficienti di combinazione γ – per ciascuna verifica - assumono i valori che determinano la condizione più gravosa.

2.3.2.1 Criteri di combinazione

2.3.2.1.1 Combinazioni fondamentali agli Stati Limite Ultimi

Si definiscono combinazioni fondamentali agli Stati Limite Ultimi quelle che comprendono i carichi permanenti e quelli variabili e non includono le azioni eccezionali e le azioni sismiche.

Tali combinazioni comprendono i carichi statici o pseudo-statici e vengono quindi indicate anche come combinazioni agli Stati Limite Ultimi Statiche, ed identificate come SLU ST.

Coefficienti di sicurezza sulle azioni:

Carichi permanenti – G :

Peso proprio elementi strutturali..... $\gamma_{G1} = 1,3 - 1,0$

Sovraccarichi permanenti..... $\gamma_{G2} = 1,5 - 0$

Az. pretensione e precompressione... $\gamma_P = 1,3 - 1,0$

Carichi variabili – Q..... $\gamma_Q = 1,5 - 0$

Combinazioni fondamentali agli Stati Limite Ultimi - SLU ST :

Coefficienti di combinazione dei carichi variabili:

Sovraccarichi utilizzo– Q_1 $\gamma_0, Q_1 = 1 - 0$ (rif. Cat. E)

Carico neve – Q_s $\gamma_0, Q_s = 0,5 - 0$ (quota < 1000 m s.l.m.)

Azione del vento – Q_w $\gamma_0, Q_w = 0,6 - 0$

Azioni della temperatura – Q_T $\gamma_0, Q_T = 0,6 - 0$

Espressione generale delle combinazioni..... $SLU_{ST,i} = g G_1 G_1 + g G_2 G_2 + g P P +$
 $+ g Q (Q_i + S_j^{-1} \gamma_0, Q_j Q_j)$

Combinazione di calcolo..... $SLU_{ST} = \text{involuppo}\{ SLU_{ST,i} \}$

2.3.2.1.2 Combinazioni sismiche

Si definiscono combinazioni sismiche quelle che comprendono le azioni sismiche, i carichi permanenti con il proprio valore caratteristico, quelli variabili con il proprio valore medio, e che non includono le azioni eccezionali.

· Premesse

Coefficienti di combinazione dei carichi variabili:

Sovraccarichi utilizzo– Q_1 $\gamma_{2,E}, Q_1 = \gamma_{2,E}, Q_1 = 0,8$ (rif. Cat. E)

Carico neve – Q_s :

Le NTC2008 consentirebbero l'uso di $\gamma_{2,E}, Q_s = 0$, dal momento che la quota del sito sul livello del mare è inferiore a 1000 m s.l.m. Tuttavia, tenuto anche conto delle normative precedenti le NTC2008 e della letteratura tecnica, e considerata la scarsa incidenza delle masse associate alla neve, si è assunto

$\gamma_{2,E}, Q_s = 0,2$.

Coeff. di combinazione carico neve.. $\gamma_{2,E}, Q_s = 0,2$

Azione del vento – Q_w $\gamma_{2,E}, Q_w = \gamma_{2,E}, Q_w = 0$

Azioni della temperatura – Q_T $\gamma_{2,E}, Q_T = \gamma_{2,E}, Q_T = 0$

Carichi medi di calcolo in presenza di sisma:

Per carichi medi di calcolo in presenza di sisma si intende l'insieme dei carichi da considerare compresenti alle azioni sismiche. Tali carichi vengono identificati come G_E , e sono definiti di seguito.

Carichi medi di calcolo in pres. di sisma..... $G_E = G_1 + G_2 + P + S \gamma_{2,E}, Q_i Q_i$

· Identificativi delle azioni sismiche

Come indicato al precedente § Definizione delle azioni sismiche di progetto le azioni sismiche di calcolo sono identificate come indicato di seguito.

Azioni sismiche allo Stato Limite di salvaguardia della Vita : E

· Combinazioni sismiche di calcolo

Azioni sismiche di calcolo allo Stato Limite di salvaguardia della Vita: $SLV = E + G_E$

2.3.2.1.3 Combinazioni agli Stati Limite di Esercizio

Si definiscono combinazioni fondamentali agli Stati Limite di Esercizio quelle che comprendono i carichi permanenti e quelli variabili e non includono le azioni eccezionali e le azioni sismiche.

Combinazioni rare - SLE R

Coefficienti di combinazione dei carichi variabili:

Sovraccarichi utilizzo- Q_1 $\gamma_0, Q_1 = 1,0 - 0$ (rif. Cat. E)

Carico neve - Q_s $\gamma_0, Q_s = 0,5 - 0$ (quota < 1000 m s.l.m.)

Azione del vento - Q_w $\gamma_0, Q_w = 0,6 - 0$

Azioni della temperatura - Q_T $\gamma_0, Q_T = 0,6 - 0$

Combinazioni rare :

Espressione generale delle combinazioni..... $SLE_{R,i} = G_1 + G_2 + P +$

$+ (Q_i + S_j^{-1} \gamma_0, Q_j Q_j)$

Combinazione di calcolo..... $SLE_R = \text{involuppo}\{ SLE_{R,i} \}$

2.3.2.1.3.1 Combinazioni frequenti - SLE F

Coefficienti di combinazione dei carichi variabili:

Coefficienti di combinazione relativi ai carichi prevalenti:

Sovraccarichi utilizzo- Q_1 $\gamma_1, Q_1 = 0,9 - 0$ (rif. Cat. E)

Carico neve - Q_s $\gamma_1, Q_s = 0,2 - 0$ (quota < 1000 m s.l.m.)

Azione del vento - Q_w $\gamma_1, Q_w = 0,2 - 0$

Azioni della temperatura - Q_T $\gamma_1, Q_T = 0,5 - 0$

Coefficienti di combinazione relativi ai carichi secondari:

Sovraccarichi utilizzo- Q_1 $\gamma_2, Q_1 = 0,3 - 0$ (rif. Cat. A)

Carico neve - Q_s $\gamma_2, Q_s = 0$ (quota < 1000 m s.l.m.)

Azione del vento - Q_w $\gamma_2, Q_w = 0$

Azioni della temperatura - Q_T $\gamma_2, Q_T = 0$

Espressione generale delle combinazioni..... $SLE_{F,i} = G_1 + G_2 + P +$

$+ (\gamma_1, Q_i Q_i + S_j^{-1} \gamma_2, Q_j Q_j)$

Combinazione di calcolo..... $SLE_F = \text{involuppo}\{ SLE_{F,i} \}$

2.3.2.1.3.2 Combinazioni quasi permanenti - SLE QP

Coefficienti di combinazione dei carichi variabili:

Sovraccarichi utilizzo- Q_1 $\gamma_2, Q_1 = 0,8 - 0$ (rif. Cat. E)

Carico neve – Q_s $\gamma_2, Q_s = 0$ (quota < 1000 m s.l.m.)

Azione del vento – Q_w $\gamma_2, Q_w = 0$

Azioni della temperatura – Q_T $\gamma_0, Q_T = 0$

Combinazioni quasi permanenti:

Combinazione di calcolo..... $SLE_{QP} = G_1 + G_2 + P + S_{iy} \gamma_2, Q_i Q_i$

2.3.2.2 Combinazioni specifiche per le opere in oggetto

Per le combinazioni di carico specifiche per le singole opere si rimanda ai successivi capitoli, relativi alle medesime singole opere.

3 PREMESSE RELATIVE AL CALCOLO DELLE FONDAZIONI

3.2.1 Caratteristiche fisico-

Caratteristiche geotecniche del terreno di fondazione: dati ricavabili dalla Relazione Geologico

Si precisa comunque che verranno in ogni caso eseguite delle valutazioni della capacità portante in tutti quei casi in cui vi sia la possibilità che la capacità portante geometria, dei carichi o di altri fattori

In tutti i casi si adotterà il valore più cautelativo.

Caratteristiche geotecniche di progetto

Sulla base di quanto detto al paragrafo

fondazione che verranno utilizzate per i calcoli geotecnici sono quelle di seguito specificate.

Tipo di terreno:

Si ritiene cautelativo considerare la risposta del complesso stratigrafico come non-coesivo; in questa ipotesi si ritiene che ci si possa limitare a considerare come addensati. [...]"

meccaniche

-Tecnica

i - sia inferiore al valore convenzionale sopra indicato.

precedente, le caratteristiche geotecniche del terreno di zzate argilloso-limosa con livelli più francamente argilloso-limosa mediamente

insaturo..... $g_s = 18,0 \text{ kN / m}$

Proprietà meccaniche nella condizione drenata :

Angolo di attrito del terreno..... $\phi' = 33^\circ$

Coesione drenata c' : trascurabile

3.4 Azioni di calcolo sulle fondazioni

3.4.1 Azioni di base

Le azioni di calcolo da considerarsi per le fondazioni sono le stesse già descritte e definite per le strutture; riprendendo quanto già riportato al precedente § 2.3 Azioni di calcolo sulle opere le categorie in cui vengono suddivisi i carichi sono le seguenti:

Categorie delle azioni di base:

Carichi permanenti – G :

Peso proprio degli elementi strutturali – G 1

Sovraccarichi permanenti – G 2

Azioni di pretensione e precompressione – P

Carichi variabili – Q :

Sovraccarichi variabili relativi all'utilizzo della struttura – Q 1

Azioni del vento – Q w

Azioni della neve – Q s

Azioni della temperatura – Q T

Azioni eccezionali – A

Azioni sismiche – E

Qui di seguito sono riportate esclusivamente le combinazioni di carico relative alle verifiche geotecniche delle fondazioni.

Le combinazioni indicate di seguito sono valide per tutte le verifiche, salvo diversa specifica che si rendesse necessaria od opportuna in particolari situazioni o per particolari elementi; ogni variazione rispetto alle seguenti combinazioni sarà segnalata.

Si precisa che nelle espressioni riportate in seguito, i coefficienti di sicurezza sui carichi g ed i coefficienti combinazione γ - per ciascuna verifica - assumono i valori che determinano la condizione più gravosa.

3.4.2.1 Criteri di combinazione

Approccio di progetto

Nell'ambito delle indicazioni delle NTC2008, di cui al § 6.4.2 Fondazioni superficiali , si sceglie di operare applicando l' Approccio 1.

La scelta dell' Approccio 1 è motivata sia dal fatto che è la metodologia più coerente con l'impostazione dell'EC7, sia perché, sulla base delle discussioni nate nel primo periodo di applicazione delle NTC2008, è emerso che l' Approccio 2 non può ragionevolmente essere esteso al caso sismico.

Combinazioni geotecniche agli Stati Limite Ultimi

Combinazioni Approccio 1 - Combinazione 1 - GEO A1

Si definiscono combinazioni Approccio 1 - Combinazione 1 quelle che comprendono i carichi permanenti e quelli variabili e non includono le azioni eccezionali e le azioni sismiche, nelle ipotesi di carico A1 (NTC2008 § 6.2.3.1.1 Azioni).

Tali combinazioni comprendono i carichi statici o pseudo-statici e vengono quindi a coincidere con quelle indicate per le strutture come combinazioni agli Stati Limite Ultimi Statiche, ed identificate come SLU ST.

Coefficienti di sicurezza sulle azioni:

Carichi permanenti – G :

Peso proprio elementi strutturali..... $g G1 = 1,3 - 1,0$

Sovraccarichi permanenti..... $g G2 = 1,5 - 0$

Az. pretensione e precompressione... $g P = 1,3 - 1,0$

Carichi variabili – Q..... $g Q = 1,5 - 0$

Combinazioni Approccio 1 - Combinazione 1 - GEO A1 :

Coefficienti di combinazione dei carichi variabili:

Sovraccarichi utilizzo– Q 1..... $y 0, Q1 = 1,0 - 0$ (rif. Cat. E)

Carico neve – Q s..... $y 0, Qs = 0,5 - 0$ (quota < 1000 m s.l.m.)

Azione del vento – Q w..... $y 0, Qw = 0,6 - 0$

Azioni della temperatura – Q T..... $y 0, QT = 0,6 - 0$

Espressione generale delle combinazioni..... $GEO A1,i = g G1 G 1 + g G2 G 2 + g P P +$
 $+ g Q (Q i + S j ^ 1 i y 0, Q j Q j)$

Combinazione di calcolo..... $GEO A1 = inviluppo\{ GEO A1,i \} = SLU ST$

Combinazioni Approccio 1 - Combinazione 2 - GEO A2

Si definiscono combinazioni Approccio 1 - Combinazione 2 quelle che comprendono i carichi permanenti e quelli variabili e non includono le azioni eccezionali e le azioni sismiche, nelle ipotesi di carico A2 (NTC2008 § 6.2.3.1.1 Azioni).

Coefficienti di sicurezza sulle azioni:

Carichi permanenti – G :

Peso proprio elementi strutturali..... $g G1 = 1,0$

Sovraccarichi permanenti..... $g G2 = 1,0 - 0$

Az. pretensione e precompressione... $g P = 1,0$

Carichi variabili – Q..... $g Q = 1,3 - 0$

Combinazioni Approccio 1 - Combinazione 2 - GEO A2 :

Coefficienti di combinazione dei carichi variabili:

Sovraccarichi utilizzo– Q 1..... $y 0, Q1 = 1,0 - 0$ (rif. Cat. E)

Carico neve – Q_s $\gamma_0, Q_s = 0,5 - 0$ (quota < 1000 m s.l.m.)

Azione del vento – Q_w $\gamma_0, Q_w = 0,6 - 0$

Azioni della temperatura – Q_T $\gamma_0, Q_T = 0,6 - 0$

Espressione generale delle combinazioni..... $GEO A2,i = g G_1 G_1 + g G_2 G_2 + g P P +$
 $+ g Q (Q_i + S_j^{-1} \gamma_0, Q_j Q_j)$

Combinazione di calcolo..... $GEO A2 = \text{involuppo}\{ GEO A2,i \}$

Combinazioni sismiche

Si definiscono combinazioni sismiche quelle che comprendono le azioni sismiche, i carichi permanenti con il proprio valore caratteristico, quelli variabili con il proprio valore medio, e che non includono le azioni eccezionali.

Si distingue fra combinazioni sismiche agli stati limite ultimi e agli stati limite di esercizio. Come precisato al precedente paragrafo Stati Limite di progetto per le azioni sismiche, nel caso specifico gli stati limite da considerarsi sono i seguenti:

SLD - Stato Limite di Danno

SLV - Stato Limite di salvaguardia della Vita

Lo stato limite SLD è di esercizio, SLV è uno stato limite ultimo. I criteri di combinazione delle azioni sismiche con le altre azioni e i relativi coefficienti di combinazione sono riportati di seguito.

Si precisa che le combinazioni sismiche da considerarsi per le fondazioni coincidono con quelle già definite per le strutture. Tuttavia, per maggiore chiarezza, si riportano nuovamente i criteri di combinazione già precisati nella Relazione di Calcolo delle Strutture.

Coefficienti di combinazione dei carichi variabili:

Sovraccarichi utilizzo – Q_1 $\gamma_{2,E}, Q_1 = \gamma_{2,Q_1} = 0,3$ (rif. Cat. A)

Carico neve – Q_s :

Le NTC2008 consentirebbero l'uso di $\gamma_{2,Q_s} = 0$, dal momento che la quota del sito sul livello del mare è inferiore a 1000 m s.l.m. Tuttavia, tenuto anche conto delle normative precedenti le NTC2008 e della letteratura tecnica, e considerata la scarsa incidenza delle masse associate alla neve, si è assunto

$\gamma_{2,Q_s} = 0,2$.

Coeff. di combinazione carico neve.. $\gamma_{2,E}, Q_s = 0,2$

Azione del vento – Q_w $\gamma_{2,E}, Q_w = \gamma_{2,Q_w} = 0$

Azioni della temperatura – Q_T $\gamma_{2,E}, Q_T = \gamma_{2,Q_T} = 0$

Carichi medi di calcolo in presenza di sisma:

Per carichi medi di calcolo in presenza di sisma si intende l'insieme dei carichi da considerare compresenti alle azioni sismiche. Tali carichi vengono identificati come $G E$, e sono definiti di seguito.

Carichi medi di calcolo in presenza di sisma..... $G E = G_1 + G_2 + P + S_{iy} \sqrt{2} E_i Q_i$

· Identificativi delle azioni sismiche

Come indicato al precedente paragrafo Definizione delle azioni sismiche di progetto le azioni sismiche di calcolo sono identificate come indicato di seguito.

Azioni sismiche allo Stato Limite di Danno..... $E D$

Azioni sismiche di calcolo allo Stato Limite di salvaguardia della Vita..... E

· Combinazioni sismiche di calcolo

Azioni sismiche allo Stato Limite di Danno..... $SLD = E D + G E$

Azioni sismiche allo Stato Limite di salvaguardia della Vita :

Azioni sismiche allo SLV di calcolo..... $SLV = E + G E$

Si precisa comunque che nello specifico delle opere in esame, si ritiene che le combinazioni sismiche SLD non siano rilevanti e non necessitino di specifiche verifiche; si ritengono sufficienti le verifiche di resistenza condotte per la combinazione SLV.

3.4.2.1.1 Combinazioni agli Stati Limite di Esercizio

Si ritiene che per le opere in oggetto possano essere utilizzate le medesime combinazioni già definite per le strutture e qui di seguito richiamate.

3.4.2.2 Combinazioni specifiche per le fondazioni in oggetto

Nel rispetto dei criteri generali poco sopra esposti, sono state individuate le combinazioni significative risultate più gravose per le fondazioni in oggetto.

3.5 Analisi delle fondazioni

Per le fondazioni a plinto, l'analisi è basata esclusivamente sulle condizioni di equilibrio, trascurando, a favore di sicurezza.

Per le travi di fondazione è stata utilizzata una schematizzazione alla Winckler , cioè con interazione fondazione-terreno di tipo elastico lineare.

Verifica delle fondazioni

Si ritiene che per le opere in oggetto non siano pertinenti le verifiche di sollevamento, sifonamento, stabilità globale. Inoltre risultano non significative le verifiche di scorrimento.

Fatte queste premesse, per le fondazioni in esame rimangono da eseguire le seguenti verifiche geotecniche :

· Verifiche di capacità portante

· Verifiche a ribaltamento

· Verifiche dei cedimenti

Verifiche di capacità portante

In questo paragrafo vengono esposti i criteri di calcolo della capacità portate e la verifica della stessa.

Criteri di calcolo del carico limite

Le norme di riferimento non indicano espressioni esplicite per la valutazione del carico limite di fondazioni superficiali, lasciando al progettista la scelta del metodo ritenuto più opportuno.

Si è fatto riferimento alle espressioni fornite dall'EC7-1 , nella Appendice B - Esempio di calcolo analitico del carico limite , riportata qui di seguito.

Estratto da EC7-1 :

3.5.1 Criteri di verifica della capacità portante

Come già indicato in precedenza, nell'ambito delle indicazioni delle NTC2008, di cui al § 6.4.2 Fondazioni superficiali , si sceglie di operare applicando l' Approccio 1.

Si vanno quindi a considerare le combinazioni agli SL geotecnici già definite come GEO A1 , GEO A2 , e le combinazioni sismiche allo SLV .

Si precisa poi che alle combinazioni GEO A1 , GEO A2 e SLV sono da associarsi le combinazioni di Azioni e Resistenze di seguito specificate (la simbologia è quella delle NTC2008, di cui al § 6.4.2 Fondazioni superficiali).

Corrispondenze fra combinazioni di carico e parametri di resistenza:

Combinazioni geotecniche agli Stati Limite Ultimi :

Combinazione GEO A1..... (A1 , M1 , R1)

Combinazione GEO A2..... (A2 , M2 , R2)

Combinazioni sismiche:

Combinazione allo SLV..... (SLV , M2 , R2) (1)

(1) Si fa propria l'interpretazione cautelativa presente nella Circolare Esplicativa relativa alle NTC 2008; tale Circolare indica di applicare alla combinazione sismica allo SLV i coefficienti di sicurezza relativi all' Approccio 1 - Combinazione 2. Tale criterio risulta cautelativo rispetto ai criteri adottati dall'EC 8 .

3.5.2 VERIFICHE A RIBALTAMENTO

Per le opere in oggetto, considerata la geometria ed i carichi agenti, la possibilità di un ribaltamento può generalmente essere esclusa. L'unico caso (salvo diversa specifica) in cui si è ritenuto opportuno eseguire le verifiche a ribaltamento, è quello delle fondazioni a plinti.

Comunque, anche nel caso dei plinti si è riscontrato un elevato livello di sicurezza rispetto al ribaltamento.

La verifica di ribaltamento effettuata con il metodo degli stati limite, viene seguita confrontando un momento ribaltante ed un momento stabilizzante , verificando che quello stabilizzante superi quello ribaltante di un fattore di sicurezza non inferiore a $F_{s,rib} = 1,0$.

Le espressioni di verifica sono le seguenti.

Momento ribaltante..... $M_{r,d}$

Momento stabilizzante..... $M_{s,d}$

Verifica..... $M_{s,d} / M_{r,d} > 1,0$

3.5.3 VERIFICHE DEI CEDIMENTI

Dalla Relazione Geologico-Tecnica , si ricava quanto riportato di seguito.

Si rileva che mantenendo le pressioni medie entro il limite di 3 kg/cmq , ovvero 300 kPa , ci si possono attendere cedimenti non superiori a 0,2 mm. Anche ipotizzando condizioni di carico più sfavorevoli di quelle utilizzate per la stima di cui sopra, i cedimenti stimati non supererebbero comunque 1 mm.

Considerata la tipologia di opere, cedimenti di tale entità sono pienamente accettabili, in quanto non potrebbero recare alcun danno significativo alle opere, in senso strutturale, funzionale o estetico.

Fatte queste premesse, si ritiene che possano essere omesse le verifiche dei cedimenti.

4 RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE

Nel presente paragrafo Relazione di Calcolo delle Strutture vengono esposti il metodo di analisi, le caratteristiche dei materiali, i criteri di calcolo, le azioni di progetto agenti, i risultati dell'analisi strutturale e le verifiche di tipo strutturale relative alle opere oggetto del presente elaborato.

ANALISI DELLE STRUTTURE

· Rappresentazione delle strutture

Come detto nelle Premesse Generali al § 2.1 Criteri di analisi e verifica delle strutture , l'analisi delle strutture è stata eseguita anche con l'utilizzo di codici di calcolo elaborati per mezzo di calcolatore elettronico.

L'affidabilità dei citati codici e l'attendibilità dei risultati è stata verificata dallo scrivente progettista delle strutture.

Lo scrivente progettista ritiene che le strutture qui in esame non richiedano la costruzione di un modello globale che rappresenti l'interezza delle strutture medesime; sono stati quindi utilizzati modelli locali, allo scopo di analizzare singoli elementi o sottosistemi strutturali.

Tali modelli locali , nei casi più semplici saranno analizzati con un calcolo manuale, in altri casi di maggiore complessità potranno essere elaborati con codici di calcolo.

· Azioni di calcolo

Le azioni di calcolo introdotte nella modellazione delle strutture adottata per l'analisi, sono state definite in termini di massima al precedente paragrafo 2.3 Azioni di calcolo sulle opere.

I dati di maggior dettaglio che risultassero utili alle verifiche, saranno specificati nell'esporre le verifiche stesse.

· Risultati dell'analisi strutturale

Per brevità e chiarezza, i risultati dell'analisi strutturale utili alle verifiche delle strutture, saranno specificati nell'esporre le verifiche stesse.

VERIFICA DELLE STRUTTURE

Si riportano prima le verifiche relative al comportamento globale delle strutture e successivamente le verifiche dei singoli elementi o sottosistemi strutturali.

· Verifica del comportamento globale delle strutture

Per le opere in esame si escludono fenomeni di instabilità globale e di perdita di equilibrio. Si escludono inoltre significativi effetti del secondo ordine e pertanto si ritiene sufficiente la analisi strutturale eseguita in campo elastico lineare come specificato in precedenza.

Considerato il contesto edilizio circostante l'area oggetto delle opere qui in esame, si ritiene che non possano verificarsi significativi fenomeni di interferenza con altri organismi strutturali.

In relazione alla compatibilità dei cedimenti del terreno di fondazione con le parti strutturali e non-strutturali delle opere, vale quanto già detto nelle Premesse Generali al § 3.6.3 Verifiche dei cedimenti, e richiamato di seguito.

Si rileva che mantenendo le pressioni medie entro il limite di 3 kg/cmq , ovvero 300 kPa , ci si possono attendere cedimenti non superiori a 1 mm. Considerata la tipologia di opere,

cedimenti di tale entità sono pienamente accettabili, in quanto non potrebbero recare alcun danno significativo alle opere, in senso strutturale, funzionale o estetico.

Fatte queste premesse, si ritiene che possano essere omesse le verifiche dei cedimenti.

Borgo Ticino, maggio 2018

Ing. Manola Ferri