

Comune di Palau

**RIQUALIFICAZIONE
ENERGETICA
DELL'IMPIANTO SPORTIVO
IN LOCALITA' BARAGGE**

Il Responsabile del Procedimento:

Dr. Arch. Giovanni Tiveddu

**Allegato A 03.01 DEF – RELAZIONE
GENERALE DI CALCOLO DELLA
STRUTTURA**

Progetto:

Dr. Arch. Antonio Lucio Paolo Muzzetto

Progetto strutturale: Ing. Alessandro Pintus

Palau giovedì 11 agosto 2022

PROGETTO	PROGETTO STRUTTURALE	pag. 1/6
ESECUTIVO	RELAZIONE di CALCOLO GENERALE	

INDICE

1. Relazione illustrativa dell'opera	2
2. Normative di riferimento	3
3. Modello strutturale	4
4. Valutazione della sicurezza e delle prestazioni della struttura	4
5. Relazione sui materiali	6

PROGETTO	PROGETTO STRUTTURALE	pag. 2/6
ESECUTIVO	RELAZIONE di CALCOLO GENERALE	

1 - Relazione Illustrativa dell'opera

Generalità

Il progetto è finalizzato alla costruzione di una copertura per la tribuna esistente, la nuova copertura da realizzare è in legno lamellare, di prima e seconda categoria (secondo le norme DIN 1052) ed ha dimensioni 22 m x 9,16 m , sono stati previsti 6 plinti di dimensioni idonee a sostegno della nuova copertura .

La struttura in elevazione composta da pilastri in cls distanziati da 4,30 m, alla cui sommità verrà annegata una piastra per l'inserimento delle travi in legno lamellare costituenti le mensole portanti, per equilibrare il momento ribaltante sarà inserito posteriormente un tirante.

Alle travi sono poggiati degli arcarecci di legno lamellare e sugli stessi è stata ancorata una copertura di tipo sandwich, costituiti da doppia lamiera verniciata.

Risultano quindi da realizzare 5 campate di cui 2 controventate, i cui tiranti saranno realizzati con barre tonde da 20 mm in acciaio zincato.

Tali controventature verranno realizzare in verticale in modo da scaricare le azioni dovute al vento ed alle forze di sbandamento delle travi in fondazione.

	Tipi di costruzione	Vita nominale V_N (in anni)
1	Opere provvisorie – Opere provvisionali – Strutture in fase costruttiva ¹	≤ 10
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	≥ 50
3	Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	≥ 100
¹ Le verifiche sismiche di opere provvisorie o strutture in fase costruttiva possono omettersi quando le relative durate previste in progetto siano inferiori a 2 anni.		

La struttura risulta avere una classe d'Uso 2 ed una vita nominale superiore a 50 anni.

PROGETTO	PROGETTO STRUTTURALE	pag. 3/6
ESECUTIVO	RELAZIONE di CALCOLO GENERALE	

Prospetto B.1 – Definizione della classe di conseguenze		
Classe di conseguenze	Descrizione	Esempi di edifici e di opere di ingegneria civile
CC3	Elevate conseguenze per perdita di vite umane, o conseguenze molto gravi in termini economici, sociali o ambientali	Gradinate in impianti sportivi, edifici pubblici nei quali le conseguenze del collasso sono alte (per esempio, una sala concerti)
CC2	Conseguenze medie per perdita di vite umane, conseguenze considerevoli in termini economici, sociali o ambientali	Edifici residenziali e per uffici, edifici pubblici nei quali le conseguenze del collasso sono medie (per esempio un edificio per uffici)
CC1	Conseguenze basse per perdita di vite umane, e conseguenze modeste o trascurabili in termini economici, sociali o ambientali	Costruzioni agricole, nei quali generalmente nessuno entra (per esempio, i magazzini), serre

Il livello di affidabilità richiesta dalle EN 1990 a EN 1999. Definisce tre classi di conseguenze, la struttura in esame rientra nella CC2

2. Normative di riferimento

I calcoli sono stati eseguiti in conformità alle vigenti Norme tecniche emanate dal Ministero dei Lavori Pubblici ai sensi del D.P.R. 6/06/2001 N.380 tenendo presenti le caratteristiche, le qualità e le dosature dei materiali da impiegarsi nelle opere da costruire. I calcoli sono stati eseguiti con il metodo probabilistico agli stati limite. Tali dati tecnici sono con i criteri e le risultanze di calcolo sono riportati nei restanti allegati facenti parte del presente progetto strutturale.

In particolare la valutazione dei carichi e dei sovraccarichi ed i calcoli degli elementi in C.A. ed in acciaio sono stati eseguiti secondo quanto indicato nel D.M. Infrastrutture 17/01/2018: *“Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni»*”, osservando altresì, laddove non in contrasto con tale decreto, le *“Istruzioni per l’applicazione delle Norme tecniche per le Costruzioni”* di cui al precedente DM Infrastrutture 14 gennaio 2018, emanate dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici. I calcoli sismici sono stati effettuati in osservanza alla Legge 2 febbraio 1974 n.64: *“Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche”*, al D.M. Infrastrutture 17/01/2018: *“Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni»*” e, laddove non in contrasto con tale decreto, alle *“Istruzioni per l’applicazione delle Norme tecniche per le Costruzioni”* di cui al precedente D.M. Infrastrutture 14 gennaio 2008, emanate dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

PROGETTO	PROGETTO STRUTTURALE	pag. 4/6
ESECUTIVO	RELAZIONE di CALCOLO GENERALE	

3 - MODELLO STRUTTURALE

La struttura è stata schematizzata in un modello tridimensionale ottenuto con l'ausilio di un modellatore strutturale (CDS WIN 2018). Il calcolo della struttura sarà realizzato con l'ausilio di un programma di calcolo ad elementi finiti (CDS WIN 2018 Licenza n° 22199).

Si precisa che la struttura non è risultata deformabile come riportato nei tabulati di calcolo.

Le verifiche, tanto per gli elementi strutturali duttili che per quelli fragili, sono state condotte in termini di resistenza impiegando il metodo degli stati limite ai sensi del D.M. 17/01/2018, senza l'applicazione delle indicazioni di cui al capitolo 7 del sopracitato D.M. in riferimento al principio della "gerarchia delle resistenze". Coerentemente con l'assunto di 'struttura non dissipativa', la capacità resistente a flessione e pressoflessione degli elementi strutturali è stata valutata con riferimento al limite elastico, secondo quanto previsto dai par. 7.3.6 – 7.4.1 – 4.1.2.3.4.2 del D.M. in questione. Inoltre, in accordo con il punto 8.3 di tale D.M., la verifica delle sezioni resistenti è stata svolta con riferimento al solo Stato Limite Ultimo.

4. Valutazione della sicurezza e delle prestazioni della struttura

Il progetto della copertura Caratteristiche strutturali Superficie coperta ca. 201,52 m² (22x9,16). Altezza massima dallo spiccatto delle fondazioni: circa 12,00 m. Sbalzo (in asse pilastro): 6,20 m. con n. 6 travi in legno lamellare poste ad interasse costante , collegate da arcarecci da 10*20 e tiranti di controvento in acciaio, montanti in tubolare d'acciaio e tirante posteriore Φ 139.7 mm.

Caratteristiche del terreno di fondazione Tipi di fondazioni previste: Fondazione di spessore 60 cm Tassi massimi di compressione : $\sigma_t = 1.2$ daN/cm² (si è prevista la preparazione del piano di posa con materiale idoneo e costipato per permettere tassi di compressione da 1.5-1.7 daN/cm²) ed Sovraccarichi accidentali Neve $q_{sk} = 77$ daN/m² neve (PALAU (SS) quota s.l.m. 100 m) Coefficiente di forma $\mu_1 = 0.8$ $q_s = q_{sk} * \mu_1 = 193$ daN/m² *0.8 = 154.5 daN/m². Vento $q_{ref} = 39$ daN /m² vento (classe di rugosità B categoria di esposizione al vento IV). $c_e(z) = 0.22 * 2^{1+z/35} * \ln(10.5/0.3) * [7+1 * \ln(10.5/0.3)] = 1.82$ (h massima dal suolo della costruzione: 10.5 m). $c_p = 0.8$ (tettoia isolata con inclinazione sull'orizzontale della copertura $\alpha < 35^\circ$). Pressione = $q_{ref} * c_e(z) * c_p = 39$ daN/m² *1.84*0.8 = 58 daN/m².

Materiali impiegati Calcestruzzi classe Rck 25 N/mm² per fondazioni, Rck 30 N/mm² per pilastri.

Acciai per c.a. ordinari tipo FeB430C controllato per fondazioni e pilastri $F_{yd} = 374$ N /mm² .

Metalli per carpenterie tipo Fe 430 per controventi di copertura $F_{yd} = 275$ N /mm².

PROGETTO	PROGETTO STRUTTURALE	pag. 5/6
ESECUTIVO	RELAZIONE di CALCOLO GENERALE	

La struttura è costituita da n. 6 pilastri in c.a. 100x60 fino alla quota 6,76 m, 70x 60 cm per la parte restante fino arrivare alla quota di 8,24 m sui quali trovano appoggio le travi, in legno lamellare a sezione non costante.

Lo schema è quello a mensola con cerniera ideale in corrispondenza dell'attacco trave pilastro.

L'equilibrio della struttura è garantito da un tirante posteriore anch'esso in FeB 430 con diametro 13,97 mm. sp 8 mm. Le travi sono collegate da arcarecci in legno lamellare posti ad interasse di circa 100 cm e la copertura è costituita da pannello sandwich.

L'instabilità degli archi ed il vento spirante in testata sono assorbiti da opportune barre di controvento in acciaio Φ 20 filettate.

Analisi dei carichi

- Pannelli sandwich = 14 daN/mq;
- Piastre e controventi = 1,5 daN/mq;
- Travi 0,20 x 0,80 x 450 daN/m³ ($h_m = (1,2+0,4)/2 = 72,0$ daN/ml;
- Arcarecci 0,10 x 0,20x 450 = 12,5 daN/ml.

Nelle combinazioni i permanenti verranno indicati complessivamente in (A)

- Vento (B) = 55,5 daN/mq
- Neve (D) = 77 daN/mq Ai sensi del D.M. 17/01/2018 la struttura in esame rientra nella categoria delle costruzioni con livelli di prestazioni ordinari' ($V_n = 50$ anni).

La valutazione della sicurezza è stata eseguita conformemente a quanto indicato al *punto 2.3* del D.M. 17/01/2018 utilizzando il metodo semiprobabilistico agli Stati Limite; per i vari elementi strutturali, nella sintesi dei risultati allegata viene riportato con riferimento agli Stati Limite Ultimi il valore della resistenza di progetto (R_d) comparato al corrispondente valore di progetto dell'effetto delle azioni (E_d). In ambito sismico le verifiche nei confronti de gli Stati Limite Ultimi sono state effettuate nei confronti del solo Stato Limite di salvaguardia della Vita.

Per valutare gli effetti delle azioni allo Stato Limite Ultimo, in ambito statico le verifiche sono state condotte conformemente a quanto riportato al *punto 4.1.2.3* del D.M. 17/01/2018, mentre in ambito sismico esse sono state effettuate tramite l'analisi dinamica lineare e conformemente a quanto riportato al *punto 7.4* del sopracitato D.M. Tenuto conto che la struttura in esame ha un comportamento di tipo non dissipativo, la resistenza a flessione e pressoflessione è stata valutata in accordo con le regole di cui al par. 4.1.2.3.4.2

PROGETTO	PROGETTO STRUTTURALE	pag. 6/6
ESECUTIVO	RELAZIONE di CALCOLO GENERALE	

5 Relazione sui Materiali

Conglomerato cementizio nuove opere di fondazione / elevazione:

$R_{ck} > 400 \text{ daN/cm}^2$

$f_{cd} = 188 \text{ daN/cm}^2$

$f_{ctd} = 14.5 \text{ daN/cm}^2$

- Acciaio per barre da C.A.:

B450 C ad aderenza migliorata controllato in stabilimento:

$f_{yk} = 4500 \text{ daN/cm}^2$

$f_{yd} = 3900 \text{ daN/cm}^2$

$E_s = 2100000 \text{ daN/cm}^2$

Per il calcestruzzo in cantiere devono essere effettuati controlli di tipo A per costruzioni con meno di 100 m³ di getto di miscela omogenea, eseguendo almeno tre prelievi complessivi. Si ricorda che un prelievo è costituito da almeno due provini.

Per ogni fornitura dovranno essere prelevati n. 3 spezzoni di barre dello stesso diametro per tutti i diametri introdotti, , **Ø10 ,Ø12, Ø20.**

N.B. Prima della loro posa i materiali sopra riportati devono essere **identificati e qualificati (Marcatura CE)** ed **accettati** dal Direttore dei lavori.